

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño de planta de puré de banano

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero civil

Presentado por:

JOSÉ ALEJANDRO INTRIAGO CEDEÑO

RAFAEL ISAAC NUÑEZ ZAMBRANO

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2018

DEDICATORIA

El presente proyecto de titulación lo dedico a mi padre que ha sido el ejemplo de siempre salir adelante y a mi madre que me ha apoyado a lo largo de mi carrera, Dios me los bendiga siempre.

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Rafael Isaac Nuñez Zambrano* y *José Alejandro Intriago Cedeño* damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Rafael Isaac Nuñez
Zambrano

José Alejandro Intriago
Cedeño

EVALUADORES

Ing. Miguel A. Chávez M, PHD

PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Msc. Walter F. Hurtares O.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

La ingeniería estructural sismorresistente se ha convertido en una necesidad al momento de diseñar estructuras, el Ecuador está ubicado en una zona de sismicidad alta, por aquello se presenta el análisis y diseño sismorresistente del proyecto de obra civil “ampliación de la planta industrial EXOFRUT” que comprende una estructura de oficinas y una nave industrial, para la realización del trabajo se adopta criterios de seguridad, funcionalidad y ahorro de costos, fortaleciendo así la economía del proyecto.

Los diseños ejecutados cumplen los requisitos en acero estructural establecidos por la norma ecuatoriana de construcción NEC 15, también cumplen con las normas internacionales AISC 341, AISC 360, ACI 318-14, se disponen de materiales que se encuentran en el mercado local, tal es el caso del acero A36 para la estructura metálica, concreto estructural de 240 kg/cm² para la subestructura y 210 kg/cm² para las losas y elementos de confinamiento de la super-estructura.

Se consiguió diseñar y diseño un edificio de 1 nivel de 30 x 20 y 6.5 metros de altura en perfilería metálica de acero A36 con columnas estructurales tipo cajón, vigas sección I, losa colaborante. La nave industrial incluye columnas estructurales tipo cajón, vigas principales y secundarias tipo cercha, correas tipo G para soporte de la cubierta metálica, ambas estructuras fueron diseñadas con plintos conectados por vigas y riostras como cimentación.

El edificio de oficinas que también cumple con los requisitos de una estructura sismorresistente brinda la seguridad y comodidad para el personal que va a usarlo, mientras la nave industrial esta adecuada para almacenar los productos y albergar una parte de la línea de producción de la empresa.

Palabras Clave: Diseño, Edificio, Sismorresistente, Riostras, Nave Industrial.

ABSTRACT

The structural engineering sismorresistente has turned into a need to the moment to design structures, the Ecuador is located in a zone of high seismicity, for that one presents the analysis and design sismorresistente of the project of civil work " extension of the industrial plant EXOFRUT " that understands a structure of offices and an industrial ship, contemplating a design sismorresistente for the office structure as the safety, functionality and economy of both structures, since it is needed on the part of the company to extend his line of production for what this civil infrastructure is indispensable.

This project was evaluated fulfilling the requirements in structural steel established by the Ecuadoran norm of construction NEC 15, unitedly with the international procedure AISC 341, AISC 360, ACI 318-14, the materials were established by the local predisposition of the same ones, a steel A36 for the metallic structure, I make concrete structurally of 240 kg/cm² for the substructure and 210 kg/cm² for the slabs and elements of confinement in the super-structure.

*Finally it was analyzed and I design a building of 2 levels of *m x *m *m of height in profile metallurgy of steel A36 with structural columns type booth, girders section I slab collaborate, the industrial ship there was analyzed and designed type by structural columns booth, principal and secondary girders type close, straps type G for support of the metallic cover, both structures were designed by plinths connected for riostras as foundation.*

The office block that was designed expires with the requirements of a structure sismorresistente offers the safety and comfort for the personnel that is going to use it, while the industrial this ship adapted to store the products and to shelter a part of the line of production of the company.

Keywords: Design, Building, Sismorresistente, Riostras, Industrial Ship

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	VI
SIMBOLOGÍA.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
ÍNDICE DE PLANOS.....	XVII
CAPÍTULO 1.....	1
1. Introducción.....	1
1.1 Descripción del problema.....	1
1.2 Justificación del problema.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 Literatura.....	3
1.4.1 El acero como material para el diseño y construcción de estructuras dúctiles 4	
1.4.2 Tipos de carga.....	6
1.4.3 Cargas sísmicas E.....	10
1.4.4 Periodo fundamental de la estructura.....	16
1.4.5 Distribución de la fuerza sísmica.....	16
1.4.6 Método de diseño basado en fuerzas (DBF).....	17
1.4.7 Combinaciones de carga.....	18
1.4.8 Análisis estructural.....	19

1.4.9	Diseño sismorresistente edificación.....	19
1.4.10	Derivas admisibles en estructuras sismo resistentes.....	24
1.4.11	Análisis P-Delta.....	26
1.4.12	Diseño de elementos sometidos a tensión	27
1.4.13	Flexión asimétrica	28
1.4.14	Bases de columnas y aplastamiento del concreto	31
1.4.15	Diseño de miembros sometidos a compresión	32
1.4.16	Diseño de miembros a momentos	35
1.4.17	Esfuerzos cortantes	36
1.4.18	Criterio columna fuerte viga débil.....	37
1.4.19	Conexiones soldadas.....	38
1.4.20	Diseño de conexiones.....	43
1.4.21	Cimentación.....	45
1.4.22	Diseño de placas base.....	51
1.4.23	Pavimento rígido	51
CAPÍTULO 2.....		54
2.	Metodología	54
2.1	Descripción y sistema estructural.....	54
2.1.1	Edificio de oficinas	55
2.1.2	Nave industrial	55
2.2	Parámetros estructurales considerados	56
2.2.1	Especificaciones de los materiales	56
2.2.2	Pesos específicos de los materiales	57
2.3	Normas aplicables.....	57
2.4	Obtención de estudio geotécnico	57
2.5	Obtención de topografía del terreno	58

2.6	Arquitectónico propuesto	59
2.6.1	Estructura de oficinas	61
2.6.1	Nave industrial	61
2.7	Metodología de análisis estructural	62
2.7.1	Análisis estructural edificio de oficinas.....	62
2.7.2	Análisis estructural de nave industrial.....	63
2.8	Diseño estructural.....	64
2.8.1	Diseño estructural edificio de oficinas.....	64
2.8.2	Diseño estructural de Nave Industrial	98
CAPÍTULO 3.....		122
3.	Resultados Y ANÁLISIS	122
3.1	Edificio de oficinas.....	122
3.2	Nave industrial.....	125
CAPÍTULO 4.....		128
4.	Conclusiones	128
	Recomendaciones.....	129
BIBLIOGRAFÍA.....		130
5.	Bibliografía.....	130
ANEXO A.....		132
ANEXO B.....		133
ANEXO C		134

ABREVIATURAS

WPP	Carga muerta
WD	Carga muerta sobrepuesta / Potencial de Hidrógeno
WL	Carga viva
E	Carga sísmica
Ex	Carga sísmica en x
Ey	Carga sísmica en y
Z	Factor de zona, aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño
Fa	Coefficiente de amplificación de suelo para un periodo corto
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro
Fs	Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos
Sa	Aceleración espectral en función de la gravedad
η	Razón entre la aceleración espectral Sa a $t=0.1$ seg y el PGA
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
To	Periodo límite de vibración cuando empieza la meseta
Tc	Periodo límite de vibración cuando termina la meseta
Cs	Espectro de diseño inelástico
V	Cortante basal
Vi	Cortante basal por entrepiso i
Fi	Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
Fx	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
n	Número de pisos de la estructura
W	Peso sísmico
w	Carga de viento
Wx	Peso asignado al piso o al nivel x de la estructura
Ct	Coefficiente que depende del tipo de edificio
Hn	Altura máxima de la edificación de n pisos
Hx	Altura del piso x de la estructura
k	Coefficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura
α	Depende del tipo de estructura

ϕ	Factor de resistencia
Rn	Resistencia nominal
λ_i	Factores de carga que multiplican la cargas o sobrecargas
Qi	Cargas o sobrecargas en general
ASD	Allowable Strength Design
LRFD	Load and Resistance Factor Design
ELS	Estado límite de servicio
ELR	Estado límite de resistencia
λ_{md}	Factor de moderada ductilidad
λ_{hd}	Factor de alta ductilidad
Ca	Coefficiente de relación Pu/Py
Ey	Módulo de elasticidad del acero
Δ_m	Derivas
Δ_{mi}	Deriva de entrepisos i
Δ_{max}	Deriva máxima de la estructura
ΔE	Desplazamiento de entre pisos
Ax	Factor de amplificación torisonal
δ_{prom}	Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x
δ_{max}	Valor de desplazamiento máximo en el nivel x efectos P- Δ
Qi	Índice de estabilidad
Pi	Suma de carga vertical sin mayorar, del piso i y superiores
Hi	Altura de piso i
ϕF_w	Resistencia nominal de la soldadura
ϕF_{bm}	Resistencia nominal del metal base
$\sum M_{pc}$	Momento plástico en columnas
$\sum M_{pv}$	Momento plástico en columnas
Zc	Modula plástico columnas
Zv	Modulo plástico de la viga
Fy	Fluencia del acero
Puc	Cargas axial ultima de la columna
Ag	Área grues

R_y	Factor de sobre resistencia
M_{uv}	Momento adicional generado por el cortante en las vigas por efecto del brazo de palanca entre la articulación plástica y la cara de la columna de la viga
P_v	Carga vertical no mayorada, que no incluye efectos de sismo
P_{0v}	Carga vertical no mayorada, que incluye efectos de sismo.
q_a	Capacidad portante admisible del suelo.
q_0	Presión de sobrecarga.

SIMBOLOGÍA

mts	metros
cm	centímetros
kg	kilogramos
ton	toneladas
ton*m	toneladas por metro
m/s	aceleración metros sobre segundo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación y alzado del terreno para su identificación.....	2
Figura 1.2 Curvas tensión-deformación del acero con la respuesta mínima esperada y especificada.....	5
Figura 1.3 Curvas tensión-deformación para tres aceros.....	5
Figura 1.4 Efecto Bauschinger en acero.	6
Figura 1.5 Zona sísmica para propósito de diseño.....	11
Figura 1.6 Espectro estático elástico S_a	13
Figura 1.7 Límites de deflexión.....	21
Figura 1.8 Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).	22
Figura 1.9 Descomposición de fuerzas en flexión asimétrica.....	29
Figura 1.10 Sección típica de correa G.	30
Figura 1.11 Momentos en las correas usando tensores en los tercios.....	30
Figura 1.12 Valores aproximados del factor de longitud efectiva K.....	33
Figura 1.13 Relación ancho-espesor en elementos no rigidizados.	34
Figura 1.14 Relación ancho-espesor en elementos rigidizados.	34
Figura 1.15 Relación ancho-espesor en elementos rigidizados.	35
Figura 1.16 Variación de esfuerzo cortante en vigas I.....	37
Figura 1.17 Cuatro tipos de soldadura.	39
Figura 1.18 Posiciones de soldado.....	39
Figura 1.19 Tipos de juntas.	40
Figura 1.20 Simbología de soldadura.....	40
Figura 1.21 Preparación de los bordes para soldadura de ranura.....	41
Figura 1.22 Resistencia de diseño de soldaduras.....	43
Figura 1.23 Soldadura de clase A.	44
Figura 1.24 Conexión resistente a momento.....	44
Figura 1.25 Par resistente C o T.....	45
Figura 1.26 Zapata aislada inclinada.....	46
Figura 1.27 Obtención de parámetro b_o	48
Figura 1.28 Obtención de cortante efecto de viga.....	49

Figura 1.29 Resistencia requerida a flexión.....	49
Figura 1.30 Reacciones de zapatas combinadas.....	50
Figura 1.31 Pavimento rígido.....	52
Figura 2.1 Reunión planta EXOFRUT.....	54
Figura 2.2 Levantamiento topográfico.....	59
Figura 2.3 Plan maestro.....	60
Figura 2.4 Acercamiento bloque de oficinas.....	61
Figura 2.5 Acercamiento bloque de galpón.....	62
Figura 2.6 Espectro respuesta de sitio.....	68
Figura 2.7 Diagrama de Mu N+3.5m.....	69
Figura 2.8 Diagrama de Mu cubierta N+6.5m.....	70
Figura 2.9 Esquema viga tipo.....	71
Figura 2.10 Vigas principales N+3.5m.....	71
Figura 2.11 Vigas principales N+3.5m.....	72
Figura 2.12 Sección tipo Steel deck.....	85
Figura 2.13 Sección columna tipo C b _x h _x e.....	86
Figura 2.14 Vista tridimensional.....	90
Figura 2.15 Vista en planta.....	91
Figura 2.16 Vista en elevación.....	91
Figura 2.17 Chequeo de participación software.....	92
Figura 2.18 Chequeo modos de vibración.....	92
Figura 2.19 Máximo drift producido por el sismo Ex.....	94
Figura 2.20 Máximo drift producido por el sismo Ey.....	94
Figura 2.21 Carga gravitatoria actuante sin mayorar, P _i	95
Figura 2.22 Cortantes actuantes en cada piso y cubierta, V _{xi} -V _{yi}	95
Figura 2.23 Labels diseño de cimentación.....	96
Figura 2.24 Espectro respuesta de sitio Nave Industrial.....	103
Figura 2.25 Pre-dimensionamiento de viga principal.....	106
Figura 2.26 Diagrama de momento de viga principal del análisis previo.....	106
Figura 2.27 Propiedades de 2 L 30x3.....	106
Figura 2.28 Propiedades de 2 L 30x4.....	107
Figura 2.29 Propiedades de 2 L 40x3.....	107

Figura 2.30 Propiedades [200x50x3.....	108
Figura 2.31 Propiedades [200x50x4.....	108
Figura 2.32 Propiedades [200x50x5.....	108
Figura 2.33 Propiedades [200x50x5 + placa de 200x4.....	109
Figura 2.34 Propiedades [] 60x60x2.....	110
Figura 2.35 Esfuerzos en viga principal.....	110
Figura 2.36 Esfuerzos en viga principal.....	110
Figura 2.37 Numeración de elementos en viga de amarre.....	115
Figura 2.38 Análisis de carga axial y momentos.....	118
Figura 2.39 Vista tridimensional del modelo matemático de Nave Industrial.....	119
Figura 3.1 modelo final de oficinas.....	122
Figura 3.2 Pórtico tipo de nave industrial.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Factor de reducción R1.	8
Tabla 1.2 Factor de reducción R2.	8
Tabla 1.3 Coeficiente de corrección σ	9
Tabla 1.4 Coeficiente de entorno/altura C_e.	9
Tabla 1.5 Coeficiente de forma C_f.	10
Tabla 1.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	11
Tabla 1.7 Clasificación de los perfiles de suelo.	11
Tabla 1.8 Tabla de tipo de suelo y factores de sitio.....	12
Tabla 1.9 Factores R, Ω_0 y Cd para edificaciones.	14
Tabla 1.10 Tabla coeficiente de importancia de la estructura.....	15
Tabla 1.11 Irregularidad en planta y elevación de la estructura.	15
Tabla 1.12 Coeficientes Ct y α	16
Tabla 1.13 Coeficientes Ct y α	17
Tabla 1.14 Valores ϕ	21
Tabla 1.15 Estados límites de resistencia.	21
Tabla 1.16 Valores de Δ_{max}	24
Tabla 1.17 Factor de corte diferido para conexiones de miembros en tracción.....	27
Tabla 1.18 Combinaciones de carga para diseño de las correas.	31
Tabla 2.1 Tabla análisis de carga muerta en entrepisos.	64
Tabla 2.2 Tabla análisis de carga viva en entrepisos.	65
Tabla 2.3 Tabla análisis de carga muerta en cubierta.	65
Tabla 2.4 Tabla análisis de carga viva en cubierta.....	65
Tabla 2.5 Cuadro resumen análisis sísmico.	66
Tabla 2.6 Tabulación para espectro simplificado.....	67
Tabla 2.7 Tabla escalamiento cortante de diseño.	68
Tabla 2.8 Demandas máximas en vigas.....	72
Tabla 2.9 Propiedades del tipo de material en vigas.	73
Tabla 2.10 Propiedades geométricas V 250x110x8x6.	73
Tabla 2.11 Relaciones de compacidad V 250x110x8x6.	73
Tabla 2.12 Diseño a flexión V 250x110x8x6.....	74
Tabla 2.13 Diseño a corte V 250x110x8x6.....	74

Tabla 2.14 Revisión V 250x110x8x6.	74
Tabla 2.15 Control de deflexiones V 250x110x8x6.	75
Tabla 2.16 Propiedades geométricas V 250x120x8x8.	75
Tabla 2.17 Relaciones de compacidad V 250x120x8x8.	75
Tabla 2.18 Diseño a flexión V 250x120x8x8.....	76
Tabla 2.19 Diseño a corte V 250x120x8x8.....	76
Tabla 2.20 Revisión V 250x120x8x8.	76
Tabla 2.21 Control de deflexiones V 250x120x8x8.	77
Tabla 2.22 Propiedades geométricas V 300x150x10x10.	77
Tabla 2.23 Relaciones de compacidad V 300x150x10x10.	77
Tabla 2.24 Diseño a flexión V 300x150x10x10.....	78
Tabla 2.25 Diseño a corte V 300x150x10x10.....	78
Tabla 2.26 Revisión V 300x150x10x10.	78
Tabla 2.27 Control de deflexiones V 300x150x10x10.	78
Tabla 2.28 Propiedades geométricas V 350x150x10x10.	79
Tabla 2.29 Relaciones de compacidad V 350x150x10x10.	79
Tabla 2.30 Diseño a flexión V 350x150x10x10.....	79
Tabla 2.31 Diseño a corte V 350x150x10x10.....	80
Tabla 2.32 Revisión V 350x150x10x10.	80
Tabla 2.33 Control de deflexiones V 350x150x10x10.	80
Tabla 2.34 Propiedades geométricas V 350x160x11x11.	80
Tabla 2.35 Relaciones de compacidad V 350x160x11x11.	81
Tabla 2.36 Diseño a flexión V 350x160x11x11.....	81
Tabla 2.37 Diseño a corte V 350x160x11x11.....	81
Tabla 2.38 Revisión V 350x160x11x11.	82
Tabla 2.39 Control de deflexiones V 350x160x11x11.	82
Tabla 2.40 Propiedades geométricas V 400x150x12x10.	82
Tabla 2.41 Relaciones de compacidad V 400x150x12x10.	83
Tabla 2.42 Diseño a flexión V 400x150x12x10.....	83
Tabla 2.43 Diseño a corte V 400x150x12x10.....	83
Tabla 2.44 Revisión V 400x150x12x10.	83
Tabla 2.45 Control de deflexiones V 400x150x12x10.	84

Tabla 2.46 Tipos de nervios.	84
Tabla 2.47 Diseño de losa Steel deck	85
Tabla 2.48 Propiedades de las columnas.....	86
Tabla 2.49 Resumen demandas máximas en columnas.....	86
Tabla 2.50 Propiedades de la columna C 250X250X10 mm.	87
Tabla 2.51 Relaciones de compacidad para clasificación de columnas C 250X250X10 mm. Fuente: Rafael N-José I, 2018.....	87
Tabla 2.52 Diseño de columnas C 250X250X10 mm.	87
Tabla 2.53 Chequeo columna fuerte viga débil.	88
Tabla 2.54 Propiedades de la columna C 300X300X12 mm.	88
Tabla 2.55 Relaciones de compacidad para clasificación de columnas C 300X300X12 mm.	89
Tabla 2.56 Diseño de columnas C 300X300X12 mm.	89
Tabla 2.57 Chequeo columna fuerte viga débil.	89
Tabla 2.58 Chequeo derivas admisibles.....	94
Tabla 2.59 Verificación de efecto no lineal P-Delta.	95
Tabla 2.60 Datos relevante de cimentación.....	96
Tabla 2.61Tabla 2.61 Cuadro de zapatas del edificio.	97
Tabla 2.62 Cuadro de datos de zapatas del edificio.....	97
Tabla 2.63 Tabla análisis de carga muerta para Nave Industrial.....	98
Tabla 2.64 Tabla análisis de carga viva para Nave Industrial.	99
Tabla 2.65 factores según categoría	99
Tabla 2.66 Ce coeficiente de entorno/altura.	100
Tabla 2.67 Cf Coeficiente de forma.	100
Tabla 2.68 Cuadro resumen análisis sísmico.	101
Tabla 2.69 Tabulación para espectro simplificado.....	102
Tabla 2.70 Combinaciones de carga para la correa.	103
Tabla 2.71 Esfuerzos en elementos de viga principal.	111
Tabla 2.72 Esfuerzos en elementos de viga de amarre.	116
Tabla 2.73 Propiedades del material de la columna.....	117
Tabla 2.74 Dimensiones de la columna principal.	117
Tabla 2.75 Propiedades geométricas de columna.....	118

Tabla 2.76 Resultado del análisis de la sección de columna.....	118
Tabla 2.77 demandas en base de columnas	119
Tabla 2.78 diseño de placa base.....	120
Tabla 2.79 espesor requerido.....	120
Tabla 3.1 Detalle de vigas resultados del análisis	123
Tabla 3.2 Detalle de columnas resultado del análisis.....	123
Tabla 3.3 Deflexión de viga principal.....	126
Tabla 3.4 Derivas en X.	127
Tabla 3.5 Derivas en -y.	127

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1	EXO-PT-01	planta topográfica y curvas de nivel.
PLANO 2	EXO-ARQ-01	arquitectónico de todo el proyecto, cortes y elevaciones.
PLANO 3	EXO-EST-01	planta de cimentación, detalles de zapatas aisladas.
PLANO 4	EXO-EST-02	secciones de dados de cimientos, placa base.
PLANO 5	EXO-EST-03	implantación del edificio de oficinas, detalles vigas.
PLANO 6	EXO-EST-04	detalle de losa, cubierta y vista en elevación.
PLANO 7	EXO-EST-05	detalles de conexiones y soldadura.
PLANO 8	EXO-NV-01	planta de cimiento de nave industrial, cortes y detalles.
PLANO 9	EXO-NV-02	elevaciones, cubiertas, secciones nave industrial.
PLANO 10	EXO-NV-03	detalles de conexiones y soldadura nave industrial.
PLANO 11	EXO-NV-04	plano de planta pavimento, juntas.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Es conocimiento de la población ecuatoriana el riesgo sísmico que presenta el Ecuador al estar ubicado en el cinturón de fuego, en una zona de sismicidad alta, aún más con la vivencia que se tuvo el pasado 16 de abril del 2016 un sismo que cobro vidas y daños estructurales, esto genera una mayor preocupación en los inversionistas, empresas, inmobiliarios y demás al momento de contar con infraestructuras seguras para sus ocupantes.

La empresa ecuatoriana EXOFRUT tiene como meta aumentar su línea de producción, ampliando sus oficinas e incorporando 12 cámaras de maduración de banano.

Los estudios de suelo fueron proporcionados por la empresa EXOFRUT, donde especifica las propiedades del suelo las cuales se detallarán más adelante, el suelo se clasifica como tipo D, con una capacidad admisible de 15 ton/m².

Los procedimientos para el análisis estructural fueron realizados en base a la filosofía LRFD, los modelos matemáticos se los realizo mediante los softwares SAP2000 y ETABS, y los diseños cumpliendo con los requisitos nacionales y complementándolos con las normas extranjeras citadas a lo largo de este estudio, finalmente se presentaron los resultados definitivos del proyecto, con sus respectivos planos y cuantificaciones requeridas para la construcción de la obra civil.

1.1 Descripción del problema

Debido a la necesidad de ampliación de la línea de producción y espacio para las nuevas oficinas administrativas de la planta industrial EXOFUT SA, la empresa cuenta con un terreno donde una pequeña parte sirve de

parqueadero fuera de la planta como se muestra en la figura 1.1, ubicada en el km 19.5 vía a la costa.



Figura 1.1 Ubicación y alzado del terreno para su identificación.

Fuente: Google earth pro

1.2 Justificación del problema

Se requiere el diseño estructural de un edificio de oficinas de dos niveles el cual da el espacio e infraestructura adecuada para el personal administrativo y una nave industrial para albergar parte de la línea de producción que es parte de la ampliación de la planta EXOFUT SA.

La nave industrial que tiene 28 metros de luz libre y 8 metros de altura libre se cubre la necesidad de albergar 12 cámaras de maduración como parte de uno de los procesos por los que lleva el producto, implementado una estructura con secciones dobladas, cubierta, correas, contravientos, tensores, templadores, atiesadores, etc. y un pavimento que soporte estas cámaras y tráfico de monta cargas.

La empresa tiene la necesidad de disponer de una estructura de oficinas para albergar al personal administrativo, gerencia, ventas, comedor para personal

de planta y sala de reuniones, siendo esta estructura sismorresistente con secciones cuadradas, vigas I, Nervios I, losa Steel panel en una dirección, cubierta, detalle de soldadura, etc. y un pavimento de parqueo que soportara tráfico liviano.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Diseñar una estructura de oficinas y una nave industrial, para cubrir la necesidad de una la ampliación por parte de la empresa EXOFRUT, mediante un análisis y diseño sismorresistente en estructuras metálicas.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Realizar un adecuado análisis estructural mediante software y cumpliendo los requisitos de la norma ecuatoriana NEC 15 para cargas no sísmicas y sísmicas, apoyándonos con la norma internacional ASCE 7-10.
2. Modelar en 3D una estructura con ocupación de oficina, sismorresistente, con un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos y sistema de losas Steel deck.
3. Modelar en 3D un galpón industrial.
4. Calcular una subestructura conformada por plintos de cimentación, vigas, dados y placa base, que soporten a la estructura de oficinas y galpón respectivamente.
5. Elaborar un presupuesto de las estructuras y un presupuesto general del proyecto.
6. Presentar los planos del trazado definitivo del proyecto.

1.4 Literatura

A continuación, se definen normas y conceptos necesarios para el desarrollo de este proyecto.

1.4.1 El acero como material para el diseño y construcción de estructuras dúctiles

El acero es un material de fabricación industrial, elaborado bajo altos estándares de calidad y seguridad, es característico por su elevada ductilidad, resistencia y rigidez, por este motivo es idóneo para construcciones sismorresistentes, es esta ductilidad la que aporta su capacidad de deformarse ante eventos sísmicos sin disminuir su resistencia.

En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importante es la tensión a la fluencia mínima (F_y), adicionalmente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de tracción (F_u), ver figura 1.2 los aceros de alta resistencia en general presentan una ductilidad reducida, mientras que los convencionales se presentan de menor a mayor ductilidad como se presenta en la figura 1.3 (al acero diseño sismo resistente, 5ta ed 2018).

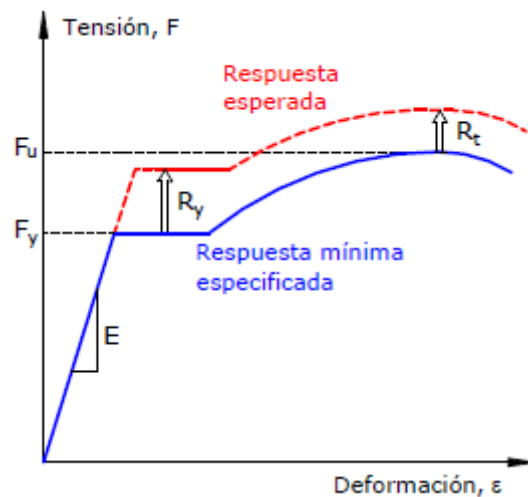


Figura 1.2 Curvas tensión-deformación del acero con la respuesta mínima esperada y especificada.

Fuente: alacero, 5ta ed 2018

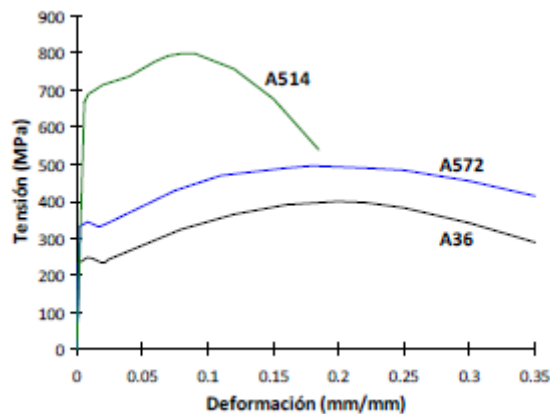


Figura 1.3 Curvas tensión-deformación para tres aceros.

Fuente: ASTM

Otro aspecto importante a considerar en el acero es el efecto Bauschinger, cuando el material es sometido a una carga monotónica, el inicio de la fluencia se observa claramente en el diagrama tensión-deformación mediante un quiebre pronunciado ver figura 1.3, al contrario cuando las cargas se aplican en forma cíclica, luego de incursionar en el rango plástico, el paso de la rama de carga con pendiente proporcional al módulo de elasticidad (E), a la rama de fluencia se produce de forma gradual, sin mostrar un quiebre marcado del diagrama, como se observa en la figura 1.4, a este comportamiento se lo conoce como el efecto Bauschinger, para mayor detalle consultar Bruneau Et al..2011. (alacero diseño sismo resistente, 5ta ed 2018).

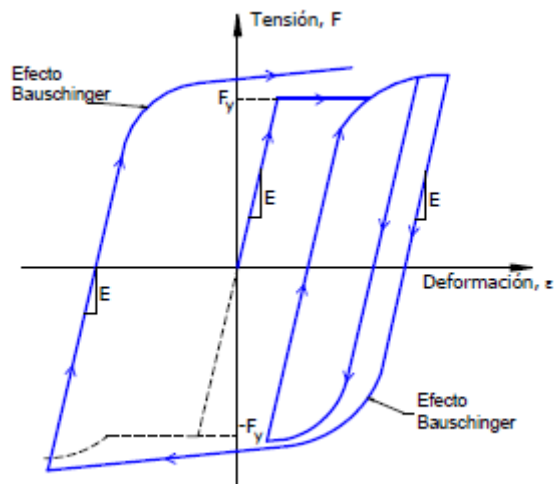


Figura 1.4 Efecto Bauschinger en acero.

Fuente: alacero, 5ta ed 2018

El acero como material estructural tiene muchas ventajas, aunque existen diversos factores que pueden afectar la ductilidad del material, por este motivo deben conocerse sus limitaciones o como contrarrestar sus efectos negativos, se deja al lector el estudio del desgarre laminar, fatiga de bajo ciclaje y otros factores que disminuyen la bondad del acero como material estructural.

1.4.2 Tipos de carga.

Según la Norma NEC 2015 los tipos de carga para el análisis estructural son: Cargas no sísmicas y cargas sísmicas.

1.4.2.1 Cargas no sísmicas

Trata de las cargas permanentes de peso propio y carga sobre impuesto, cargas variables que son cargas vivas y carga climática, y sus combinaciones. (NEC 2015)

1.4.2.1.1 Carga muerta Wpp

Las cargas muertas permanentes corresponden a las cargas originadas por los pesos propios de los materiales; elementos como: columnas, vigas, cercha, muros, etc.

1.4.2.2 Carga muerta sobreimpuesta WD

La carga muerta (WD) sobreimpuesta corresponde a los elementos no estructurales que actúan de forma permanente en la estructura, como: paredes, recubrimiento, artefactos integrados permanentes en la estructura, muebles, instalaciones de sanitarias y eléctricas.

1.4.2.3 Carga viva WL

Esta son sobrecargas de uso, dependen de la ocupación de la estructura, lo conforman principalmente; pesos de personas, muebles y equipos móviles no permanentes.

1.4.2.3.1 Reducción de carga viva en cubiertas inclinadas

Se permite reducir la carga viva (L_r) en cubiertas si se cumple lo siguiente:

$$L_r = L_0 * R_1 * R_2 \quad (1.01)$$

Donde:

$L_r =$ *Sobrecarga reducida de cubierta en proyección horizontal, en $\frac{kN}{m^2}$; 0.60*

$$\leq L_r \leq 1$$

$L_0 =$ *Sobrecarga no reducida de cubierta en proyección horizontal, en $\frac{kN}{m^2}$*

R_1 y $R_2 =$ *Factores de reducción.*

Tabla 1.1 Factor de reducción R1.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Condición	R1
$At \leq 18,00m^2$	1
$18,00m^2 < At < 56,00m^2$	$1,2-0,011*At$
$At \geq 56,00m^2$	0,6

Donde:

At = Área tributaria en metros cuadrados soportada por el elemento.

Tabla 1.2 Factor de reducción R2.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Condición	R2
$F \leq 33,33\%$	1
$33,33\% < F < 100\%$	$1,2-0,006*F$
$F \geq 100\%$	0,6

Donde:

F= Pendiente de la cubierta (%).

1.4.2.3.2 Carga de viento Ww

Se considera como acción o carga de viento a la presión que ejerce sobre los elementos de fachada. Se determina la resistencia del elemento a la carga de viento mediante el cálculo de P, cuyo valor se determina mediante la ecuación (1.02):**Fuente especificada no válida.**

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad (1.02)$$

Donde:

P es presión de cálculo expresada en Pa.

ρ es densidad del aire expresada en Kg/m³ (se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

C_e coeficiente de entorno/altura.

C_f coeficiente de forma.

$$V_b = V_i * \sigma \quad (1.03)$$

Donde:

V_b es la velocidad corregida del viento en m/s.

V_i es la velocidad instantánea máxima del viento en m/s

Tabla 1.3 Coeficiente de corrección σ .

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0,91	0,86	0,8
10	1	0,9	0,8
20	1,06	0,97	0,88
40	1,14	1,03	0,96
80	1,21	1,14	1,06
150	1,28	1,22	1,15

Tabla 1.4 Coeficiente de entorno/altura C_e .

Fuente: REINOSO, 2015

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)					
	3	5	10	20	30	50
Centro de grandes ciudades	1,63	1,63	1,63	1,63	1,68	2,15
Zonas urbanas	1,63	1,63	1,63	1,96	2,32	2,82
Zonas rurales	1,63	1,63	1,89	2,42	2,75	3,2

Terreno abierto sin obstáculos	1,64	1,93	2,35	2,81	3,09	3,47

Tabla 1.5 Coeficiente de forma C_f.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular y elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada y triangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45 grados	+0.8	-0.5
superficies inclinadas a 15 grados o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15 grados y 60 grados	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 grados y la vertical	+0.8	-0.6

1.4.3 Cargas sísmicas E

Son fuerzas inerciales causadas por movimientos sísmicos, las cargas originadas por el sismo resultan de cumplir una serie de requisitos establecidos en el NEC-SE-DS peligro sísmico.

1.4.3.1 Factor de zona Z

El factor de zona Z representa la aceleración máxima que se origina en la roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la gravedad, se presenta en la figura 1.5 y tabla 1.6, el mapa de zona sísmica y el cuadro de los factores de zona respectivamente.

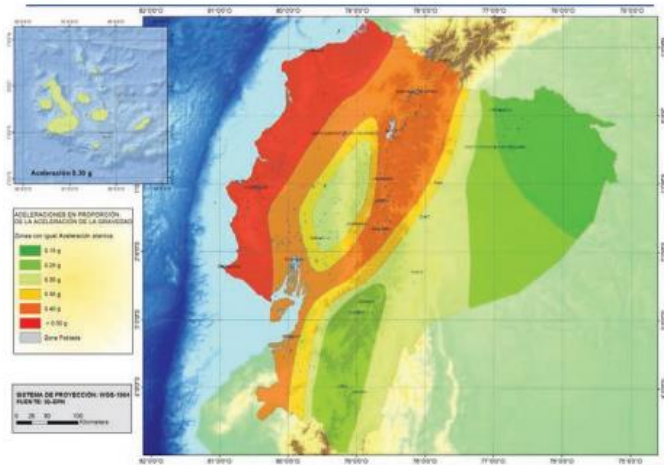


Figura 1.5 Zona sísmica para propósito de diseño.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Tabla 1.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

1.4.3.2 Tipos de perfiles de suelo para el diseño sismo resistente

La normativa local define 6 tipos de suelo, esto según las condiciones del suelo se dividen desde un perfil de roca competente hasta un suelo susceptible a falla, en la siguiente tabla 1.7 se observa un extracto de la norma para definir el perfil de suelo adecuado.

Tabla 1.7 Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Tipo de suelo	Descripción	Parámetros
---------------	-------------	------------

A	Perfil de roca	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Suelos muy densos o roca blanda que cumplan los siguientes criterios	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$ $N \geq 50$ $S_u \geq 10.2 \text{ ton/m}^2$
D	Perfiles de suelo rígidos que cumplan con los siguientes criterios	$80 \text{ m/s} \geq V_s$ $N \geq 50$ $S_u \geq 10.2 \text{ ton/m}^2$
E	Perfiles que cumplan con el criterio V_s o con un espesor total H mayor a 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $10.2 \text{ ton/m}^2 \geq S_u$
F	Estos tipos de suelos requieren una evaluación por un especialista en geotecnia.	

1.4.3.3 Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Los factores representan el coeficiente de amplificación de suelo para un periodo corto (F_a), amplificación de las ordenadas del espectro (F_d) y el comportamiento no lineal de los suelos (F_s), respectivamente, valores resumidos en la tabla 1.8.

Tabla 1.8 Tabla de tipo de suelo y factores de sitio.

Fuente: NEC-SE-CG 2015

Tipo de perfil del subsuelo	Factor de zona Z					
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
F_a						
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.25	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F_d						
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F_s						
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

1.4.3.4 Espectro elástico estático

El espectro de respuesta elástico (S_a), expresado como una fracción de la gravedad, para el nivel de sismo de diseño, se expresa como lo indica la figura 1.6

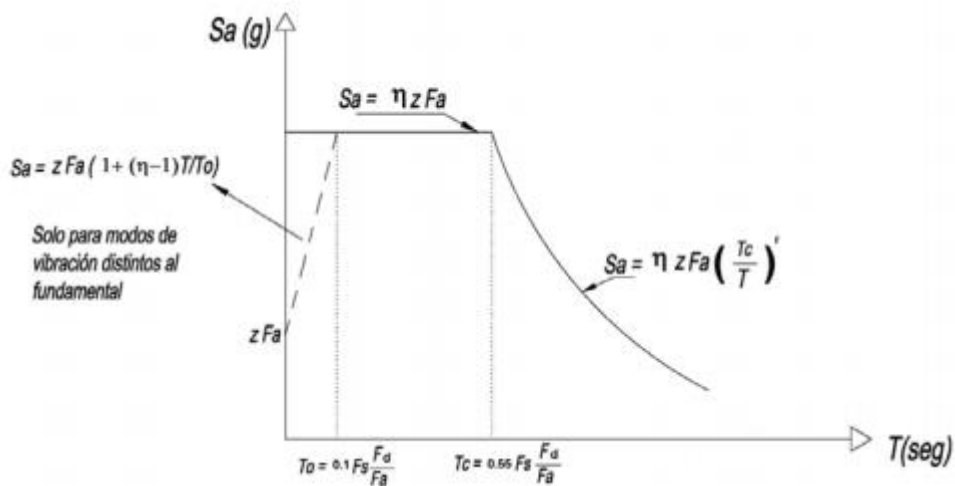


Figura 1.6 Espectro estático elástico S_a .

Fuente: NEC-SE-CG 2015

La relación matemática para definir el espectro de respuesta S_a es la siguiente:

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{para } T < T_o \quad (1.04)$$

$$S_a = \eta ZF_a \quad \text{para } T_c \geq T \geq T_o \quad (1.05)$$

$$S_a = \eta ZF_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^\gamma \quad \text{para } T > T_c \quad (1.06)$$

Donde η se varía dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- η : 1.8 provincias de la Costa excepto Esmeraldas
- η : 2.48 provincias de la Sierra, Esmeraldas Y Galápagos.
- η : 2.60 provincias del Oriente.

Los límites para el periodo de vibración son los siguientes:

$$T_o = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (1.07)$$

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (1.08)$$

$$T_c = 2.4F_d \quad (1.09)$$

1.4.3.5 Espectro de diseño inelástico

El espectro con el cual se diseña comprende de una serie de factores para el tipo de estructura, vamos a definir el espectro de diseño con la siguiente ecuación matemática:

$$C_s = \frac{S_a I}{R \phi_P \phi_E} \quad (1.10)$$

El coeficiente R de respuesta depende del tipo de sistema estructural a usar esto se detalla en la tabla 1.9, el factor I depende de la importancia de la estructura presentado en la tabla 1.10, finalmente los factores de irregularidad en planta y elevación indicados en la tabla 1.11.

Tabla 1.9 Factores R, Ω_o y Cd para edificaciones.

Fuente: alacero 5ta según ASCE/SEI 7-16, edición 2018

Sistema estructural sismo resistente	R	Ω_o	Cd
Pórticos no arriostrados especiales	8	3	5.5
Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticulares	7	3	5.5
Pórticos no arriostrados intermedios	4.5	3	4
Pórticos no arriostrados ordinarios	3.5	3	3
Pórticos arriostrados excéntricamente	8	2	4
Pórticos especiales arriostrados concéntricamente	6	2	5
Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente	3.25	2	3.25
Pórticos con riostras de pandeo restringido	8	2.5	5.
Muros especiales con placa de acero	7	2	6.
Columnas en voladizo especiales	2.5	1.25	2.5
Columnas en voladizo ordinarias	1.25	1.25	1.25
Naves industriales con perfiles de acero	3	3	5.5

Tabla 1.10 Tabla coeficiente de importancia de la estructura.

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud, instalaciones militares, estacionamientos para vehículos de emergencia, tanques u otras estructuras usadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas, estructuras que albergan más de cinco mil personas y edificios que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las anteriores	1

Tabla 1.11 Irregularidad en planta y elevación de la estructura.

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Irregularidad	Tipo	Descripción	valor
ϕ_p	1	Existe irregularidad por torsión.	0.9
	2	Retrocesos excesivos en las esquinas	0.9
	3	Discontinuidades en el sistema de piso	0.9
	4	Ejes estructurales no paralelos	0.9
ϕ_e	1	Piso flexible	0.9
	2	Irregularidad en masa de entrepisos > 1.5	0.9
	3	Irregularidad geométrica	0.9
ϕ_p y ϕ_e	-	Sin ningún caso anterior	1

1.4.3.6 Cortante basal estático V

El cortante basal (V) es la acumulación de las fuerzas cortantes que incurren en cada piso de la estructura y se encuentra en la base, la norma NEC-SE-DS nos proporciona la siguiente expresión matemática para relacionar el cortante basal estático:

$$V = C_s W \quad (1.11)$$

Donde W es el peso sísmico calculado por las cargas por peso propio y muertas permanentes en la estructura.

1.4.4 Periodo fundamental de la estructura

La NEC-SE-DS en su capítulo 6 sección 6.3.3 nos proporciona modelos matemáticos para aproximar el periodo fundamental de la estructura, el cual se presenta a continuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (1.12)$$

Los coeficientes C_t y α dependen de la estructura y se detallan a continuación en la tabla 1.12.

Tabla 1.12 Coeficientes C_t y α .

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero sin arriostramiento	0.072	0.8
Estructuras de acero con arriostramiento	0.073	0.75

1.4.5 Distribución de la fuerza sísmica

1.4.5.1 Distribución vertical de fuerza sísmica

En este análisis se distribuyen las fuerzas generadas por el sismo a la estructura, repartiéndose de manera vertical, la NEC 15 nos proporciona el siguiente modelo matemático para su distribución:

$$V_y = \sum_{i=y}^n F_i \quad (1.13)$$

$$F_y = \frac{W_x H_x^k}{\sum_{i=x}^n W_i H_i^k} V \quad (1.14)$$

El coeficiente k está relacionado con el periodo de vibración de la estructura, prosigue en los siguientes rangos, como se muestra en la tabla 1.13.

Tabla 1.13 Coeficientes C_t y α .

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2

1.4.6 Método de diseño basado en fuerzas (DBF)

Entre los métodos que dominan el diseño estructural existe el método basado en fuerzas, este método involucra una relación entre el análisis estático y pseudo-dinámico de la estructura y es obligatorio para todo tipo de estructuras, esto estipulado por la norma local NEC-SE-DS capítulo 6, para el diseño DBF se deben cumplir los requisitos siguientes para las sollicitaciones mecánicas:

- Deflexiones,
- Derivas,
- Fuerzas en los pisos y en los elementos,
- Momentos,
- Cortantes de piso,
- Cortante en la base.

1.4.6.1 Procedimiento estático

Según la NEC 15 el método estático se aplica para todo tipo de estructuras, aquí mediante el factor Z definimos el espectro de aceleración elástico y de diseño, se define el cortante basal estimando el periodo fundamental de la estructura y realizando la distribución de fuerzas en toda la estructura.

1.4.6.2 Procedimiento de análisis dinámico

Para el análisis dinámico de la estructura se utilizará el software Etabs y SAP200, para el modelo tridimensional, este modelo debe capturar las características más significativas del comportamiento dinámico, estos análisis pueden ser dinámico espectral o de tiempo historia, el cortante basal dinámico debe ser ajustado al cortante basal estático, la norma NEC-15 riesgo sísmico en su capítulo 6, nos define los siguientes criterios.

- Cortante basal dinámico deber ser al menos el 80% del cortante basal por el método estático en estructuras regulares.
- Cortante basal dinámico deber ser al menos el 85% del cortante basal por el método estático en estructuras irregulares.

La norma internacional ASCE 7-16 indica que, para estructuras regulares e irregulares, el cortante basal dinámico debe alcanza el 100% del cortante basal estático.

1.4.7 Combinaciones de carga

Continuando con la filosofía del LRFD, el principio de aumento de la demanda y reducción de resistencia, para el diseño sismo resistente, la norma NEC 15 cargas no sísmicas nos propone las siguientes combinaciones de cargas con sus respectivos factores, como se detalla a continuación:

Demandas ultimas:

$$1.4 D \quad (1.15)$$

$$1.2 WD + 1.6 WL \quad (1.16)$$

$$1.2 WD + E + L \quad (1.17)$$

$$1.2 WD + w + L \quad (1.18)$$

$$0.9 WD + E \quad (1.19)$$

$$0.9 WD + w \quad (1.20)$$

Estado de servicio:

$$WD + WL \quad (1.21)$$

$$WD + 0.5WL \quad (1.22)$$

Estas combinaciones presentan los estados más desfavorables de carga.

1.4.8 Análisis estructural

El análisis estructural debe cumplir con las leyes de la estática y dinámica para el estudio de miembros sometidos a flexión, compresión, flexo-compresión, tensión y torsión, considerando las propiedades adecuadas de los materiales como su resistencia, módulo de elasticidad, radio de giro, estados últimos, etc. y demás, para esto se puede obtener resultados de un modelo tridimensional para el análisis completo de cada miembro de la estructura.

1.4.9 Diseño sismorresistente edificación

Las especificaciones para el diseño sismorresistente para construcciones de acero vigente en Ecuador es la normativa local NEC-15 construcciones en acero, al igual que la norma actualizada vigente en Estados Unidos AISC 341 ASCE7-16.

Se consideran los métodos ASD (Allowable Strength Design) de tensiones admisibles y el método LRFD (Load and Resistance Factor Design) de factores de carga y resistencia, como métodos generales de diseño, el método ASD contempla verificar que las tensiones inducidas en los elementos no excedan una tensión admisible, asegurando esto al dividir la resistencia de los materiales por un factor de seguridad. Por el contrario, el método LRFD evalúa una serie de estados límites en toda la estructura o en una parte de ella, con el criterio de un aumento de fuerzas actuantes vs una reducción de fuerzas resistentes, estos estados límites se dividen en dos, estado límite de servicio ELS y estados límites de resistencia ELR, los cuales se detallan más adelante.

1.4.9.1 Diseño para estados límites de servicio

Este criterio de diseño se basa en el buen desempeño de la estructura, para asegurar la funcionalidad y el confort de sus ocupantes durante el uso de este, de esta manera se verifican estados especiales para controlar, deformaciones, desplazamientos y vibraciones al momento de entrar en servicio, esto evita su deterioro al transcurrir del tiempo.

El ANSI/AISC 360-16, en el capítulo L, presenta lo siguiente “los valores límites de comportamiento estructural para condiciones de servicio, deben ser elegidos con la debida atención a la función que se espera que la estructura satisfaga, esta condición debe ser evaluada utilizando combinaciones de carga apropiadas”.

A su vez el ASCE 7-16 en su apéndice C establece como recomendación, controlar una deflexión vertical máxima en miembros horizontales de $L/360$ para vigas de entrepiso, y $L/200$, para vigas o correas de cubierta, donde L es la luz de la viga, también recomienda una carga combinada con una probabilidad de excedencia del 0.05, así como usar la combinación $WD+WL$ (1.18) para controlar deformaciones visibles, fisuración o daño de elementos no estructurales y la combinación $WD + 0.5WL$ (1.19) para efectos de larga duración tales como asentamientos, el control de deflexiones se presenta en la figura 1.7.

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$
*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.			

Figura 1.7 Limites de deflexión.

Fuente: tomado del IBC 2009

1.4.9.2 Diseño para estados límites de resistencia

El estado límite de resistencia puede expresarse con la siguiente restricción:

$$\text{Resistencia requerida} \leq \text{Resistencia de diseño}$$

Matemáticamente puede expresarse como:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.23)$$

Donde Q_i y R_n representan las cargas y resistencia nominal respectivamente, además λ y ϕ son factores multiplicativos, los valores que adopta ϕ varían dependiendo de la condición a la que se encuentra el elemento estructural, la tabla 1.14 presenta los valores de ϕ adoptados por el método LRFD para distinto tipos de solicitaciones:

Tabla 1.14 Valores ϕ .

Fuente: AISC 341 7, edición 2016

Condición	ϕ
fluencia en miembros a tracción	0.9
miembros sometidos a fractura	0.75
miembros a compresión	0.85
miembros sometidos a flexión y corte	0.9

Tabla 1.15 Estados límites de resistencia.

Fuente: alacero 5ta según ASCE/SEI 7-16, edición 2018

Caso	Estado límite último
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta
	Rotura en el área neta
Miembros comprimidos	Pandeo flexional
	Pandeo torsional
	Pandeo local
	Fluencia (momento plástico)
	Fluencia del ala traccionada

Miembros flexionados (momento flector, M, y corte, V)	Fluencia del ala comprimida
	Pandeo lateral-torsional
	Pandeo local del ala
	Pandeo local del alma
	Fluencia por corte
	Pandeo local del alma por corte

1.4.9.3 Clasificación de las secciones en estructuras sismorresistentes

Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 clasifican las secciones por ductilidad, de este modo se controla el pandeo local y se asegura el desarrollo de deformaciones plásticas, por ello se definen dos valores que relacionan el ancho-espesor para miembros con modera ductilidad λ_{md} y alta ductilidad λ_{hd} , valores tomados de la Tabla D1.1 ANSI/AISC 341-16.

El reglamento especifica que todos los elementos comprimidos tengan una relación ancho-espesor que no exceda el valor λ_{md} , en el caso de miembros diseñados a flexión donde deben desarrollar alta ductilidad, la relación ancho espesor no debe exceder el límite λ_{hd} , esta situación se refleja más a detalle en la figura 1.8, donde se observa un gráfico momento rotación para una sección de viga I.

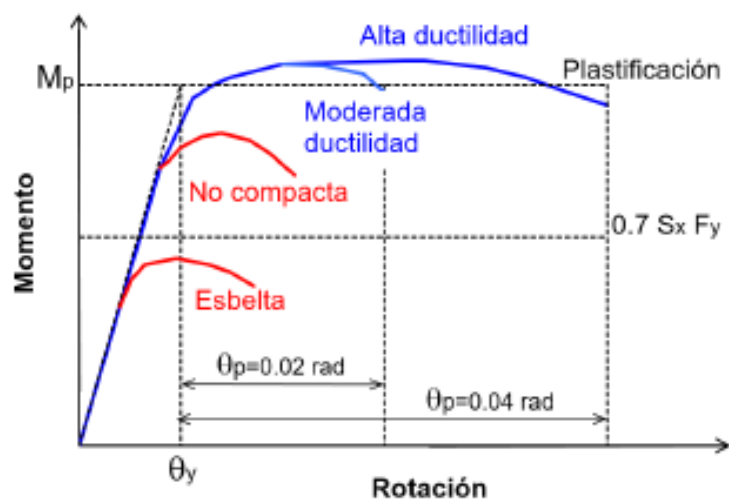


Figura 1.8 Comportamiento flexional de una viga I en base al tipo de sección (efecto del pandeo local).

Fuente: alacero 5ta según, edición 2018

Los límites ancho-espesor se expresan con la siguiente relación matemática:

Alas (elemento no rigidizado)

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.24)$$

$$\lambda_{md} = 0.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.25)$$

Alma (elemento rigidizado)

- Para perfiles usado en riostras:

$$\lambda_{hd} = \lambda_{md} = 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} \quad (1.26)$$

- Para perfiles usados en vigas, columnas y zonas de enlace (pórticos arriostrados excéntricamente) sometidos a flexión y compresión.

$$\lambda_{hd} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 1.04 C_a) \quad \text{si } C_a \leq 0.114 \quad (1.27)$$

$$\lambda_{hd} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{si } C_a > 0.114 \quad (1.28)$$

$$\lambda_{md} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (1 - 3.04 C_a) \quad \text{si } C_a \leq 0.114 \quad (1.29)$$

$$\lambda_{md} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{F_y R_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{si } C_a > 0.114 \quad (1.30)$$

Donde C_a representa la relación entre la carga compresible actuante y la resistencia de diseño de fluencia por carga axial, expresada como sigue:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \quad (1.31)$$

1.4.10 Derivas admisibles en estructuras sismo resistentes

Se debe considerar que las deformaciones inelásticas entre pisos sean controlables, para que la estructura no incurra en el rango de cedencia, para estructuras de hormigón armado en el caso de derivas se deben considerar secciones agrietadas y reducción de inercias, en estructuras metálicas se debe procurar cumplir con los límites ancho-espesor para la compacidad de las vigas y columnas.

La norma NEC-SE-DS 15 en su sección 6.3.9 recomienda controlar las derivas de entre piso, con su respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_m expresada mediante la siguiente relación matemática:

$$\Delta_m = 0.75R\Delta_E \quad (1.32)$$

Donde la deriva calculada para cada entrepiso Δ_{mi} no debe exceder Δ_{max} , estos valores se detallan en la tabla 1.16.

Tabla 1.16 Valores de Δ_{max} .

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Tipo de estructura	Δ_{max}
Hormigón armado	0.02
Estructuras metálicas	0.02
Estructuras de madera	0.02
Estructuras de mampostería	0.01

Esto se reduce a la siguiente restricción

$$\Delta_m \leq \Delta_{max} \quad (1.33)$$

El cálculo de derivas de entre piso debe ir acompañado de los siguientes análisis.

- **Deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales**

Estas deflexiones deben calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más una torsión accidental considerado como el 5% del centro de masas desplazado en el eje de análisis (NEC-SE-DS capítulo 6), calculando la distribución de fuerzas horizontales como se muestra en la sección 1.5.5.

La NEC 15 establece, de existir el caso de irregularidad torsional, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel un factor de amplificación A_x , calculado mediante la siguiente expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \quad (1.34)$$

- Efectos de segundo orden P- Δ y índice de estabilidad Q_i .

Se explica más a detalles los efectos P- Δ y índice de estabilidad Q_i en la sección 1.5.12

1.4.10.1 Efectos no lineales

El comportamiento de la estructura frente a fuerzas estáticas y cinemáticas puede ser simulado mediante relaciones lineales, sin embargo, el comportamiento real de la estructura es afectada por distintos fenómenos físicos que inducen efectos no lineales en ella, estos efectos se pueden dividir en tres casos:

- No linealidad debida al material: comprende el comportamiento no lineal de los materiales como fisuración, relajación, fluencia, descascaramiento del concreto,

etc. Es decir, los materiales a cierto nivel de deformación empiezan a incurrir en el rango no lineal.

- No linealidad de entorno: Este efecto ocurre cuando la estructura entra en contacto con otro cuerpo rígido o deformable, por ejemplo, el efecto de golpeteo entre estructuras que ocurren por acción del sismo.
- No linealidad geométrica: Ocurre cuando los desplazamientos superan los admisibles y afectan las condiciones de equilibrio, un ejemplo, es el efecto P-Delta en estructuras.

1.4.11 Análisis P-Delta

Es un análisis que ocurre comúnmente cuando las fuerzas laterales producidas por el fenómeno sísmico o fuerzas de viento, las cargas gravitacionales P, generan un momento adicional proporcional al desplazamiento lateral Δ , la norma NEC-SE-DS 15 nos proporciona una expresión matemática para calcular el índice de estabilidad Q_i Ec.1.32, no se consideran los efectos P- Δ si $Q_i < 0.1$ además cuando $Q_i > 0.3$ se la considera como una estructura parcialmente inestable y debe ser rigidizada.

$$Q_i = P_i \Delta_{mi} / V_i h_i \quad (1.35)$$

Donde P_i debe considerarse como cargas gravitacionales permanentes y vivas sin mayorar en el piso i , incluyendo los pisos superiores.

Si $0.1 < Q_i < 0.3$, se determina un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$

$$f_{P-\Delta} = 1 / (1 - Q_i) \quad (1.36)$$

Este factor debe multiplicarse a las derivas de entrepiso, las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño.

1.4.12 Diseño de elementos sometidos a tensión

La resistencia a la tracción, ΦP_n de elementos sometidos a tracción debe de ser el menor valor obtenido con lo siguiente:

a) Fluencia en tracción de la sección bruta:

$$P_n = F_y * A_g \quad (\text{ALACERO D2 - 1}) \quad (1.37)$$

$$\Phi = 0.9 \text{ LRFD}$$

b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u * A_e \quad (\text{ALACERO D2 - 2}) \quad (1.38)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ LRFD}$$

Donde:

A_e = área neta efectiva, en cm².

A_g = área bruta del miembro, en cm².

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm².

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm².

1.4.12.1 Área neta efectiva

El área neta efectiva de los miembros en tracción se determina con la siguiente formula:

$$A_e = A_n * U \quad (1.39)$$

Donde U, es el factor de corte diferido, es determinado en la tabla 1.17.

Tabla 1.17 Factor de corte diferido para conexiones de miembros en tracción.

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Caso	Descripción del Miembro	Factor de Corte Diferido, U
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por	U=1,0

	conectores o soldaduras (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6).	
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP).	$U=1- X/1$
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U= 1,0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.	$l \geq 2w \dots U = 1,0$ $2w > l \geq 1,5w \dots U = 0,87$ $1,5w > l \geq w \dots U = 0,75$

1.4.13 Flexión asimétrica

Según la mecánica de materiales la sección transversal de una viga tiene dos ejes mutuamente perpendiculares, que se los llama ejes principales y el producto de su inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá flexión asimétrica. Si una carga no es perpendicular a uno de los ejes principales ésta puede descomponerse en componentes perpendiculares a esos ejes. (Jack C. McCormac, 2002).

Las fuerzas actuantes se descomponen como se muestra en la figura 1.9.

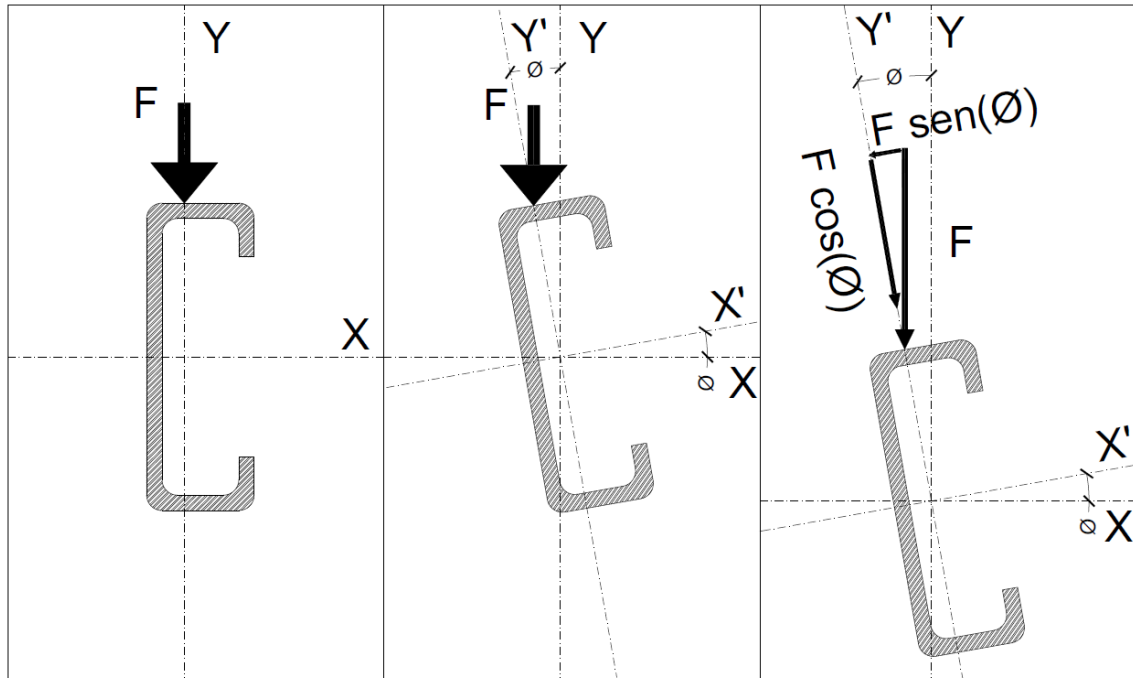


Figura 1.9 Descomposición de fuerzas en flexión asimétrica.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

1.4.13.1 Diseño de correas o largueros

Con el fin de evadir flexión en los cordones superiores de las armaduras de la cubierta, es teóricamente útil colocar las correas sólo en los nudos, en armaduras de grandes luces es recomendable espaciarlos en intervalos cortos y usando tensores en los tercios de la longitud de la correa se obtiene los momentos mostrados en la figura 1.10.

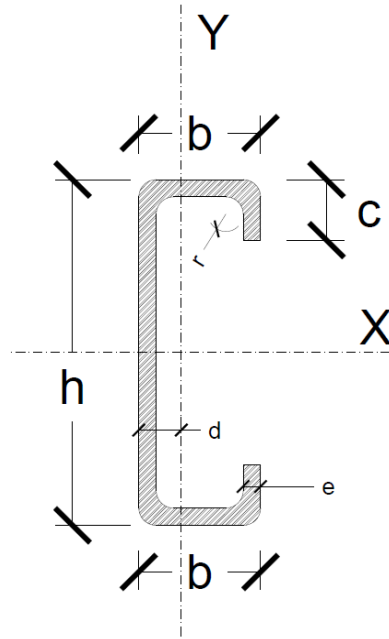


Figura 1.10 Sección típica de correa G.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

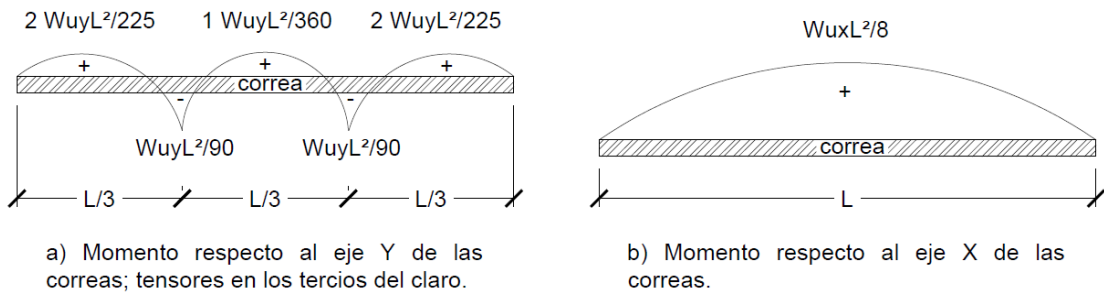


Figura 1.11 Momentos en las correas usando tensores en los tercios.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

1.4.13.1.1 Combinaciones de carga para el diseño de correas

En el diseño de correas es muy importante considerar la acción de viento, y no la carga sísmica ya que este elemento no forma parte del sistema estructural resistente al sismo. A continuación, se presenta las combinaciones utilizadas para el diseño de las correas.

Tabla 1.18 Combinaciones de carga para diseño de las correas.

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Combinaciones
1,4 D
1,2 D + 1,6 L
1,2 D + 1,6 L + 0,5 W
1,2 D + 1,0 W + 0,5 L
0,9 D + 1,0 W

1.4.14 Bases de columnas y aplastamiento del concreto

Se deben realizar disposiciones apropiadas para transferir las cargas y momentos de columna a las cimentaciones.

En ausencia de un marco regulatorio, se permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\Phi_c P_p$, como se muestra en los siguiente:

- En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_1 \quad (1.40)$$

- En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 * f'_c * A_2 \quad (1.41)$$

Donde:

A_1 = área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm².

A_2 = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrico con el área de la carga, cm².

f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto, kgf/cm².

1.4.14.1 Placas base

Son la interfaz crítica entre la estructura de acero y la función. Estas conexiones son usadas en edificaciones para soportar cargas gravitacionales y funcionan como parte del sistema resistente a cargas laterales. Su mayor función es ayudar a distribuir las cargas axiales y momentos a la cimentación ayudan a prevenir el aplastamiento del concreto. (Peñalver, 2018)

Después de encontrar A_1 , se seleccionan las dimensiones B y N de la placa 2 a 4 pulgadas más grande que los lados de las placas, esto permitirá que los momentos en voladizo en las dos direcciones sean aproximadamente iguales y nos permitirá mantener el espesor de la placa. Se puede aproximar $m \approx n$ si se satisface la siguiente ecuación:

(Jack C. McCormac, 2002)

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (1.42)$$

De donde: $A_1 = \text{area de la placa} = BN$

$$\Delta = 0.5(0.95 * d - 0.80 * b_f)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N} \quad (1.43)$$

Finalmente, para el espesor tenemos la siguiente formula:

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * Fy * B * N}} \quad (1.44)$$

1.4.15 Diseño de miembros sometidos a compresión

Para calcular el esfuerzo a la que una columna se pandea llamado así esfuerzo de Euler (F_e), disponemos de la siguiente expresión matemática:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (1.45)$$

Donde el factor de longitud efectiva (K) toma los valores mostrados en la figura 1.12 dependiendo del sistema de apoyo del elemento como sigue.

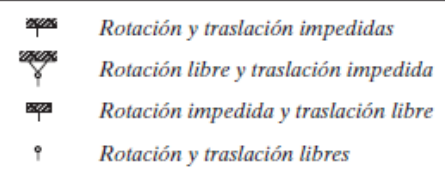
Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

Figura 1.12 Valores aproximados del factor de longitud efectiva K .

Fuente: McCormac 5ta ed 2012

La resistencia nominal a la compresión (P_n) se calcula determinando el esfuerzo de pandeo a flexión (f_{cr}) multiplicado por el área gruesa de la sección (McCormac J. C., 2011), del siguiente modo:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \tag{1.46}$$

Donde;

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y \quad \text{si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{1.47}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{1.48}$$

Las especificaciones AISC en su tabla B4.1, establece la relación ancho/espesor en elementos que soportan compresión axial, a continuación se presentan as relaciones para los perfiles a usar en este proyecto:

Elementos no rigidizados (Alas)

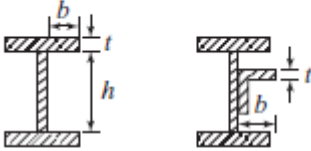
<p>Patines de perfiles compuestos I y placas o lados de ángulos salientes de perfiles compuestos I</p>	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E^{[a]}}{F_y}}$	
--	-------	--------------------------------------	--

Figura 1.13 Relación ancho-espesor en elementos no rigidizados.

Fuente: Especificación AISC, Tabla B4.1A

Elementos rigidizados (Almas)

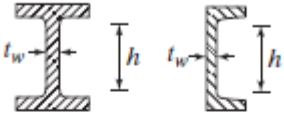
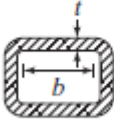
<p>Almas de perfiles I y canales doblemente simétricos</p>	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
<p>Paredes de HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme</p>	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 1.14 Relación ancho-espesor en elementos rigidizados.

Fuente: Especificación AISC, Tabla B4.1A

Los empalmes de las columnas de edificios de varios niveles, es prudente colocarlos a 4 pies (50 cm) arriba del piso terminado, además los empalmes deben evitar interferir en las conexiones viga-columna (McCormac, 2012).

1.4.16 Diseño de miembros a momentos

Los miembros diseñados a flexión cumplen las siguientes suposiciones 1) los patines a compresión tienen un soporte lateral continuo, 2) que la viga esta soportada lateralmente a intervalos cortos y 3) se supondrá que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes (McCormac, 2012), la figura # muestra una curva de los momentos nominales de pandeo que soporta una viga en función de su longitud no soportada lateralmente.

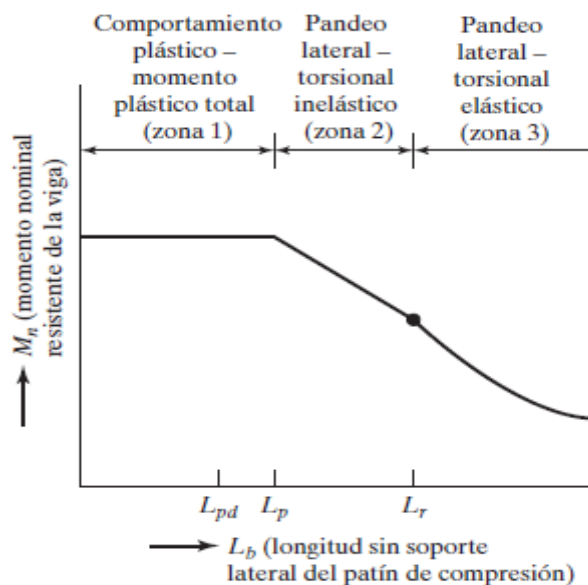


Figura 1.15 Relación ancho-espesor en elementos rigidizados.

Fuente: McCormac 5ta ed. 2012

- Zona 1 (comportamiento plástico)

Como se observa en la gráfica la zona 1 supone un arrostramiento continuo, la longitud libre no arriostrada (L_b) no debe exceder el límite de la longitud de soporte lateral del patín de compresión (L_p), a continuación se presenta las expresiones matemáticas para obtener y ubicar la resistencia nominal y la posición dentro de la zona 1 respectivamente:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z \quad \text{con } \phi_b = 0.9 \quad (1.49)$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.50)$$

- Zona 2 (introducción al pandeo inelástico)

Al momento en que L_b incurre más allá de L_p la capacidad nominal de la viga por momento se reduce, por ultimo a una valor de L_r la viga se pandeará, el factor de modificación de pandeo torsional lateral (C_b) para vigas principales o a momento será igual a 2.38 y para vigas con simple apoyo o a cortante será 1.32. (McCormac, 2012).

$$\phi_b M_n = \phi_b M_{px} - BF(L_b - L_p) \leq \phi_b M_{px} \quad \text{con } \phi_b = 0.9 \quad (1.51)$$

- Zona 3 (pandeo elástico)

Cuando L_b es mayor a L_r estará situada en la zona 3, la resistencia nominal de la viga prosigue de la siguiente manera:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_{cr} S_x \leq \phi_b M_p \quad \text{con } \phi_b = 0.9 \quad (1.52)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.075 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (1.53)$$

Donde F_{cr} representa el esfuerzo crítico y S_x el módulo de la sección.

1.4.17 Esfuerzos cortantes

Por lo general el cortante no presenta gran riesgo en los perfiles metálicos esto debido a que el peralte del alma puede resistir grandes fuerzas cortantes (McCormac, 2012), la figura 1.16 muestra como la resistencia al cortante de la viga es mayormente resistida por el peralte.

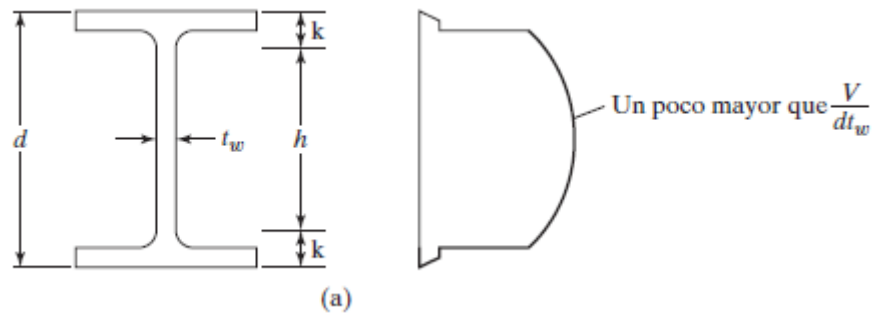


Figura 1.16 Variación de esfuerzo cortante en vigas I.

Fuente: McCormac 5ta ed. 2012

El cálculo del cortante nominal se especifica como:

$$\phi_v V_n = \phi_v F_y A_w C_v \quad \text{con } \phi_v = 1 \quad (1.54)$$

El coeficiente de cortante del alma (C_v) para almas de miembros I cuando $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$ es igual a 1. (McCormac, 2012).

1.4.18 Criterio columna fuerte viga débil

Debido a que las columnas son el miembro que proporciona mayor estabilidad en una estructura, es indispensable no contar con su falla. Haciendo las columnas más fuertes que las vigas, a fin de que las vigas entren en fluencia logrando así un alto nivel de disipación de energía. (NEC-SE-AC, 2015).

Para cumplir el criterio se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \quad (1.55)$$

Donde:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_y - P_{uc} / A_g \right) \quad (1.56)$$

$$\sum M_{pv} = \sum (1.1R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad (1.57)$$

1.4.19 Conexiones soldadas

El proceso de soldadura sirve para unir partes metálicas calentando superficialmente el miembro, haciendo que estos fluyan y se unan, la American Welding Society (AWS) proporciona requerimientos y técnicas de soldadura, el código AWS es aplicable bajo las especificaciones LRFD, entre los tipos principales de soldaduras tenemos de filete y de ranura, además de las soldaduras de tapón y de muesca que no son comúnmente utilizadas (McCormac, 2012).

1.4.19.1 Soldadura precalificada

Los procesos aceptados por la especificación 1.3.1 del AWS, acepta cuatro procesos de soldar como precalificados, soldadura de arco protegido (SMAW), soldadura por arco sumergido (SAW), soldadura de arco con núcleo (FCAW), soldadura de arco metálico con gas (GMAW), el proceso SMAW es el proceso usual de soldadura manual, mientras que los otros son usualmente automáticos (McCormac, 2012), la figura 1.17, 1.18 y 1.19 muestran los 4 tipos de soldaduras, las posiciones de soldado y tipos de junta, respectivamente.

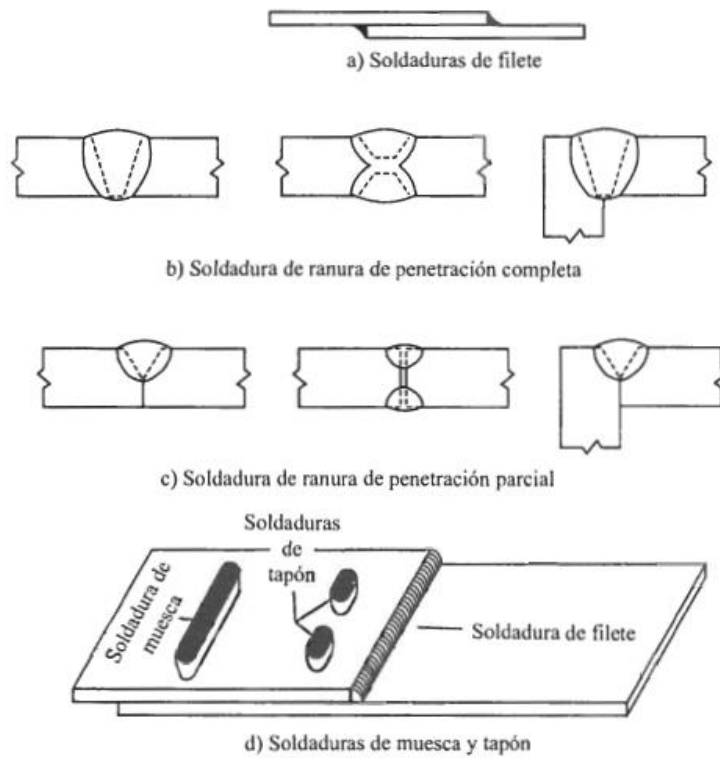


Figura 1.17 Cuatro tipos de soldadura.

Fuente: McCormac, 2011

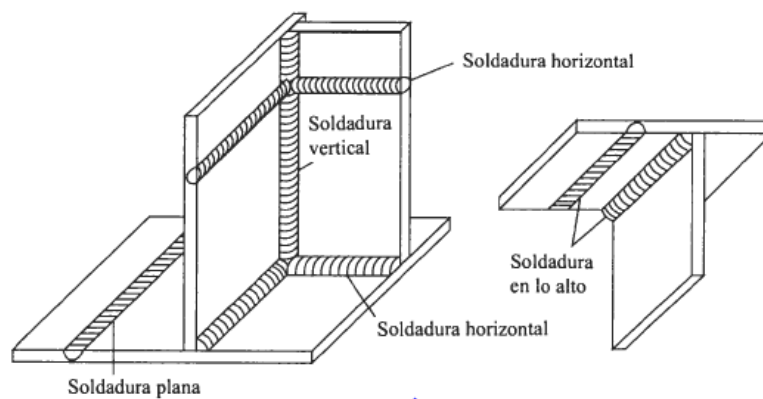


Figura 1.18 Posiciones de soldado.

Fuente: McCormac, 2011

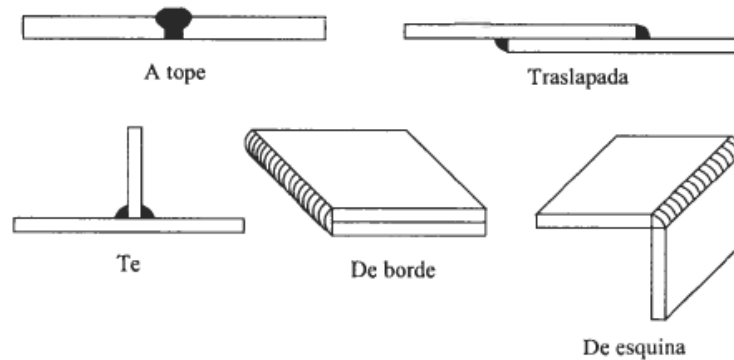


Figura 1.19 Tipos de juntas.

Fuente: McCormac, 2011

1.4.19.2 Simbología para soldadura

La siguiente figura 1.20 proporciona la simbología de soldadura:

Basic Weld Symbols										
Back	Fillet	Plug or Slot	Groove or Butt						Flare V	Flare Bevel
			Square	V	Bevel	U	J	Flare V		
Supplementary Weld symbols										
Backing	Spacer	Weld All Around	Field Weld	Contour		For other basic and supplementary weld symbols, see AWS A2.4				
				Flush	Convex					
Standard Location of Elements of a Welding Symbol										
Finish symbol	Contour symbol	Root opening, depth of filling for plug and slot welds	Effective throat	Depth of preparation or size in inches	Reference line	Specification, Process, or other reference	Tail (omitted when reference is not used)	Basic weld symbol or detail reference	Elements in this area remain as shown when tail and arrow are reversed.	Arrow connects reference line to arrow side of joint. Use break as at A or B to signify that arrow is pointing to the grooved member in bevel or J-grooved joints.
										Groove angle or included angle or countersink for plug welds Length of weld in inches Pitch (c. to c. spacing) of welds in inches Field weld symbol Weld-all-around symbol (Both sides) (Arrow side) (Other side) L - P A B

Note:
 Size, weld symbol, length of weld, and spacing must read in that order, from left to right, along the reference line. Neither orientation of reference nor location of the arrow alters this rule.
 The perpendicular leg of $\Delta, \nabla, \nabla, \nabla$, weld symbols must be at left.
 Dimensions of fillet welds must be shown on both the arrow side and the other side.
 Symbols apply between abrupt changes in direction of welding unless governed by the "all around" symbol or otherwise dimensioned.
 These symbols do not explicitly provide for the case that frequently occurs in structural work, where duplicate material (such as stiffeners) occurs on the far side of a web or gusset plate. The fabricating industry has adopted this convention: that when the billing of the detail material discloses the existence of a member on the far side as well as on the near side, the welding shown for the near side shall be duplicated on the far side.

Figura 1.20 Simbología de soldadura.

Fuente: McCormac, 2011

1.4.19.3 Soldadura de filete

Las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de modo que los esfuerzos determinantes en soldadura de filete son los de corte, la soldadura de filete de preferencia debe tener una superficie plana o convexa, el valor conveniente en el ángulo de soldadura está oscilando en los 45° , para el filete de 45° , el grueso de la garante es de 0.707 veces el tamaño de la soldadura (McCormac, 2012).

1.4.19.4 Soldadura de ranura

En la figura 1.18 muestra los tipos de soldadura de ranura, la unión sin preparación se utiliza para unir material de poco espesor menores a 7.9 mm, a medida que aumenta el espesor es necesario usar la ranura en V y en doble V, en estas últimas dos ranuras los miembros se biselan antes de soldarse, para permitir que penetre completamente la soldadura, el refuerzo se proporciona para dar una dimensión mayor a la del espesor del miembro de este modo se conocen las soldaduras de ranura de 100%, 125%, 150%, según proceda el espesor extra se la soldadura, en la figura 1.21 se muestran algunas preparaciones necesarias en los bordes para las soldadura de ranura (McCormac, 2012).

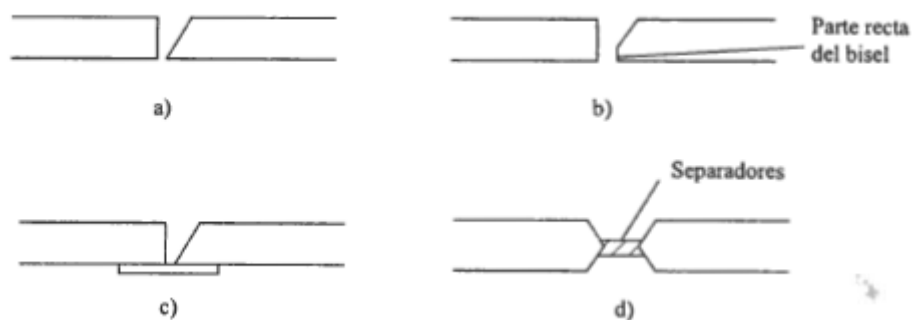


Figura 1.21 Preparación de los bordes para soldadura de ranura.

Fuente: McCormac, 2011

1.4.19.5 Requisitos del LRFD

La figura 1.22 proporciona las resistencias de varios tipos de soldaduras incluyendo las ya mencionadas antes, la resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores de la resistencia nominal de la soldadura (ϕF_w) y la resistencia nominal del metal base (ϕF_{bm}), para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es 0.60 (F_{exx}) que es la resistencia por clasificación del metal base y ϕ es 0.75. (McCormac, 2012).

TABLA 14.1 Resistencia disponible de las juntas soldadas, klb/plg ² (MPa).					
Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{nom} o F_{tw}) klb/plg ² (MPa)	Área efectiva (A_{eff} o A_{we}) plg ² (mm ²)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN COMPLETA EN LA JUNTA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Debe usarse metal de aportación que sea compatible. Para juntas de esquina o en T con refuerzo colocado en su lugar, se requiere metal de relleno robusto en la muesca. Véase la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
Cortante	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Deberá usarse metal de aportación que sea compatible. ^[c]
SOLDADURAS DE RANURA CON PENETRACIÓN PARCIAL EN LA JUNTA INCLUYENDO SOLDADURAS DE RANURA ACAMPANADA EN V Y CON RANURA ACAMPANADA BISELADA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	Base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	Área efectiva	Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Placas de columna con base y empalmes de columnas diseñados conforme a J1.4(a)	No es necesario considerar el esfuerzo a compresión en el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
Compresión Conexiones de miembros diseñadas para el soporte de elementos que no sean columnas como se describe en J1.4(b)	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Compresión Conexiones sin terminado para el soporte	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	Véase J4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90 F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
Cortante	Base	Regido por J4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	Véase J2.1a	

(Continua)

TABLA 14.1 (Continuación).					
Tipo y dirección de la carga en relación con el eje de la soldadura	Metal pertinente	ϕ y Ω	Resistencia nominal (F_{tBM} o F_{tw}) klb/plg ² (MPa)	Área efectiva (A_{BM} o A_{we}) plg ² (mm ²)	Nivel de resistencia requerido del metal de aportación ^{[a][b]}
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN LOS AGUJEROS Y RANURAS ASÍ COMO JUNTAS T ESVIAJADAS					
Cortante	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Véase J2.1a	
Tensión o compresión Paralela al eje de la soldadura	No es necesario considerar tensión o compresión en partes unidas en sentido paralelo a la soldadura para el diseño de las soldaduras que unen a las partes.				
SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE MUESCA					
Cortante Paralela al área de contacto en el área efectiva	Base	Regido por J4			Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aportación compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	J2.3a	
^[a] Para metal de soldadura que sea compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3. ^[b] Se permite metal de aportación con un nivel de resistencia que sea un nivel mayor que la resistencia del metal compatible. ^[c] Pueden usarse metales de aportación con un nivel de resistencia menor que el metal compatible para soldadura de ranura entre el alma y los patines de secciones compuestas que transfieren cargas de cortante, o en aplicaciones donde sea relevante una alta sujeción. En estas aplicaciones, deberá detallarse la junta de la soldadura y la soldadura se diseñará usando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ y $0.60F_{EXX}$ como la resistencia nominal. ^[d] Alternativamente se permiten las disposiciones de J2.4(a), siempre que se considere la compatibilidad de deformación de los diversos elementos de soldadura. Como alternativa, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de J2.4(a) que proporcionan la compatibilidad de la deformación.					

Figura 1.22 Resistencia de diseño de soldaduras.

Fuente: Especificaciones AISC, tabla J2.5 LRFD

1.4.20 Diseño de conexiones

1.4.20.1 Diseño de conexiones a simples

Este tipo de conexiones son semirrígidas o flexibles, generalmente están diseñadas para trabajar a cortante, la tabla 10-2 del manual AISC proporciona la información para este tipo de conexiones basados en electrodos E70, estos electrodos son usualmente usado para acero con F_y entre 36 a 60 ksi, en este tipo de conexión se suelda el alma de la viga a la columna u otro elemento, se denomina soldadura A al tipo de soldadura que conectan los ángulos al alma de la viga y soldadura tipo B para conectar la viga a otro miembro como se indica en la figura 1.23.

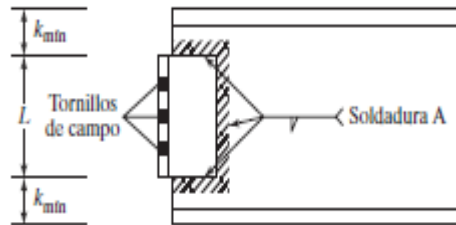


Figura 1.23 Soldadura de clase A.

Fuente: McCormac 5ta ed 2012

1.4.20.2 Diseño de conexiones a momento

Este tipo de conexiones transfiere cortante y momento de una viga a otros miembros, la figura 1.24 presenta una conexión típica resistente a momentos, esta conexión se logra soldando los dos patines con una soldadura de ranura pudiendo ser parcial o completa para la transferencia de momentos y el cortante se transmite por una conexión soldando el alma de la viga a la columna generalmente.

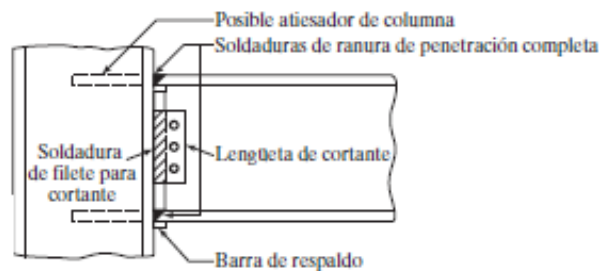


Figura 1.24 Conexión resistente a momento.

Fuente: McCormac 5ta ed 2012

Para diseñar conexiones a momento se debe calcular la magnitud de las fuerzas internas de compresión y tensión, C y T estas fuerzas se concentran en el centro de los patines como se muestra en la figura 1.25, luego se determinan las áreas de soldadura de penetración completa contra columna, cuya área se calcula mediante la siguiente expresión matemática:

$$A_{req} = \frac{C_u \text{ o } T_u}{\phi F_y} \quad (1.58)$$

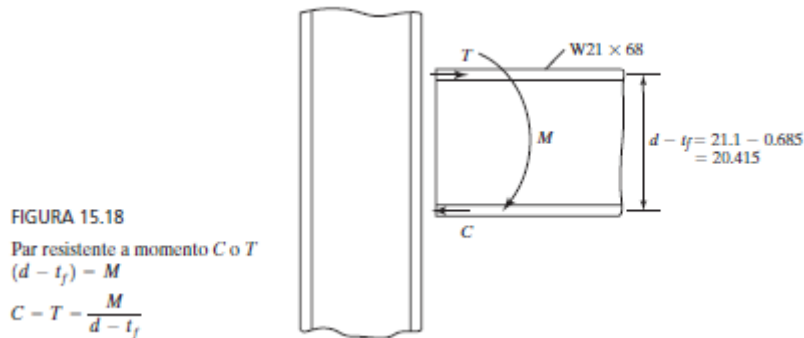


Figura 1.25 Par resistente C o T.

Fuente: McCormac 5ta ed 2012

1.4.21 Cimentación

La cimentación o subestructura, compone una parte de transición entre la estructura y el suelo. Su labor es transmitir de forma correcta las cargas al suelo y brindar estabilidad global a la estructura en caso de un evento sísmico.

En general el diseño de cimentaciones une dos especialidades como los son geotecnia y estructuras, también el comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo. (Meli, 2013)

1.4.21.1 Zapatas aisladas

Las cimentaciones se pueden clasificar en superficiales y profundas, siendo las zapatas aisladas de tipo superficial, este tipo de cimentación se usa en edificaciones de pequeña altura y con estratos de suelo con capacidad de carga y rigidez aceptables para resistir los esfuerzos que se generan debido a las descargas recibidas por las columnas.

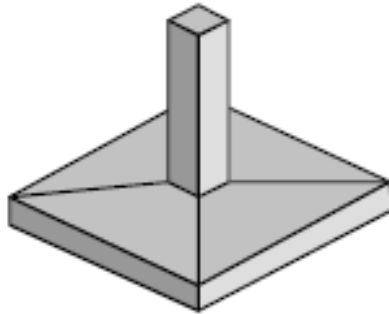


Figura 1.26 Zapata aislada inclinada.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

1.4.21.1.1 Dimensiones mínimas en zapatas aisladas

El área mínima de la zapata A_f es la mayor de:

- a) Para la carga vertical no mayorada máxima P_v , no que incluye efectos de fuerzas laterales (ACI 314RS-16, 2016)

$$A_f = \frac{P_v}{(q_a - A_0)} \quad (1.59)$$

- b) Para la carga vertical no mayorada máxima P_{0v} , que incluye los efectos de fuerzas laterales (viento y sismo). (ACI 314RS-16, 2016)

$$A_f = \frac{P_{0v}}{(1.33 * q_a - A_0)} \quad (1.60)$$

- c) La menor dimensión en la zapata deber ser 1 metro.

1.4.21.1.2 Detalles de refuerzo

Las siguientes recomendaciones se tomaron del código ACI 314 RS-16 (ACI 314RS-16, 2016)

- a) En zapatas aisladas, el refuerzo paralelo al lado corte (B_f) debe situarse por encima del refuerzo al lado largo (H_f)
- b) La dimensión mínima entre barras paralelas debe ser no menor al diámetro de la mayor barra (d_b) ni menos de 25 mm.

- c) El refuerzo debe estar espaciado a no más de 3 veces el espesor de la zapata ni exceder de 300 mm.
- d) En zapatas rectangulares el refuerzo paralelo a Bf deber distribuirse uniformemente por todo lo largo multiplicado por el factor dado en Ec. 1.61

$$factor = \frac{2Bf}{Bf + 1} \quad (1.61)$$

- e) La cuantía mínima de refuerzo será de 0.0018.

1.4.21.1.3 Diseño a cortante por punzonamiento

La sección crítica para cortante por punzonamiento se debe localizar a d/2 de la cara del dado de cimentación y la mayor carga axial será la máxima mayorada en la base de la columna (Pub), la expresión matemática para hallar el cortante por punzonamiento se describe mediante da siguiente ecuación:

$$\phi V_n = \phi V_c = \phi \delta_{ps} \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_o d \quad (1.62)$$

Donde:

1.0 para $b_o/d \leq 20$

0.75 para $20 < b_o/d \leq 40$

0.5 para $40 < b_o/d$

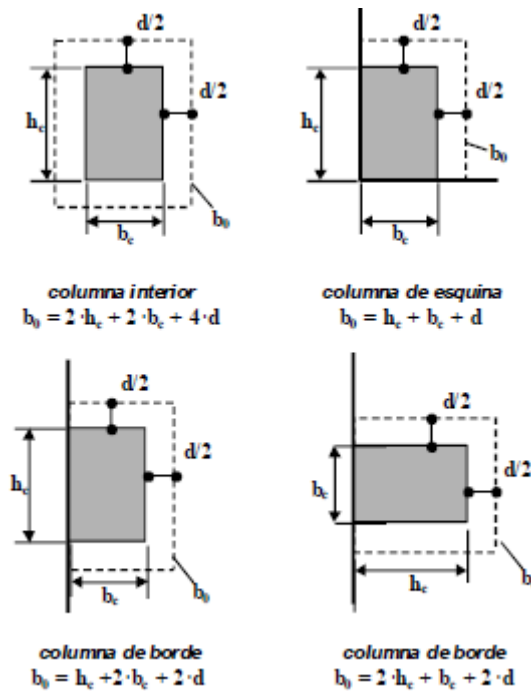


Figura 1.27 Obtención de parámetro b_0 .

Fuente: ACI 314RS-16, 2016

La profundidad de la zapata requerida para cortante por punzonamiento debe ser: (ACI 314RS-16, 2016)

Peralte mínimo:

$$d \geq \sqrt{\left(\frac{h_c + b_c}{4}\right)^2 + \frac{P_u}{\phi \sqrt{f'_c}}} - \left(\frac{h_c + b_c}{4}\right) \quad (1.63)$$

1.4.21.1.4 Cortante simple por efecto de viga

La sección crítica para cortante por efecto de viga debe localizarse a una distancia d de la cara del dado, la resistencia de diseño debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = \phi \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3} \right) b d \quad (1.64)$$

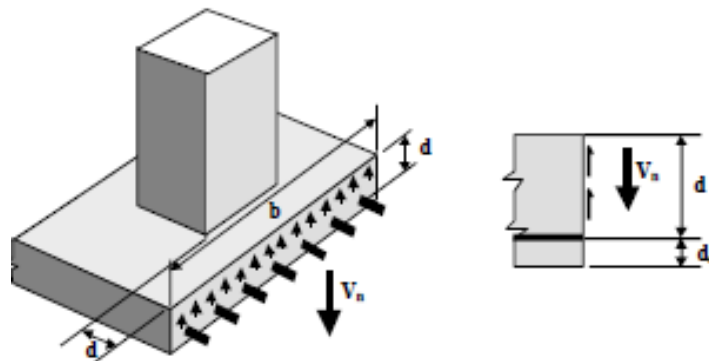


Figura 1.28 Obtención de cortante efecto de viga.

Fuente: 341RS-16, 2016

1.4.21.1.5 Resistencia requerida a la flexión

La expresión para calcular el momento último es el siguiente (ACI 314RS-16, 2016)

$$M_u = \frac{q_{un} * l_n^2 * b}{2} \tag{1.65}$$

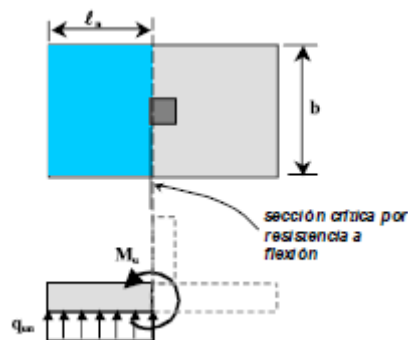


Figura 1.29 Resistencia requerida a flexión.

Fuente: ACI 314RS-16, 2016

1.4.21.2 Zapatas aisladas conectadas por vigas de cimentación

Esta zapata está conformada por zapatas aisladas combinadas, conectadas por vigas de cimentación, la figura 1.30 muestra las reacciones de diseño obtenidas a partir del equilibrio. (ACI 314RS-16, 2016)

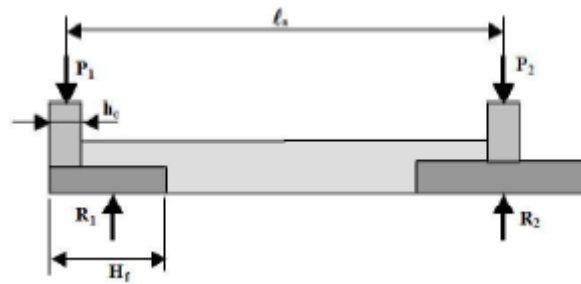


Figura 1.30 Reacciones de zapatas combinadas.

Fuente: ACI 314RS-16, 2016

La zapata debe diseñarse con las reacciones, empleando los requisitos de 1.5.20.1.

1.4.21.2.1 Diseño de viga

Las demandas ultimas deber ser diseñadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_u = P_u \left(\frac{H_f - hc}{2l_s + hc - H_f} \right) \quad (1.66)$$

$$M_u = \frac{P_u}{2} (H_f - hc) \quad (1.67)$$

1.4.21.3 Diseño de dados de cimentación

Se deben realizar disposiciones apropiadas para transferir las cargas y momentos de columna a las cimentaciones, en ausencia de un marco regulatorio, se permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\Phi_c P_p$, como se muestra en los siguiente:

- En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_1 \quad (1.68)$$

- En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f'_c * A_1 \quad (1.69)$$

Donde:

A_1 = área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm².

A_2 = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrico con el área de la carga, cm².

f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto, kgf/cm².

1.4.22 Diseño de placas base

Son la interfaz crítica entre la estructura de acero y la función. Estas conexiones son usadas en edificaciones para soportar cargas gravitacionales y funcionan como parte del sistema resistente a cargas laterales. Su mayor función es ayudar a distribuir las cargas axiales y momentos a la cimentación ayudan a prevenir el aplastamiento del concreto. (Peñalver, 2018)

Después de encontrar A_1 , se seleccionan las dimensiones B y N de la placa 2 a 4 pulgadas más grande que los lados de las placas, esto permitirá que los momentos en voladizo en las dos direcciones sean aproximadamente iguales y nos permitirá mantener el espesor de la placa. Se puede aproximar $m \approx n$ si se satisface la siguiente ecuación (Jack C. McCormac, 2002)

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (1.70)$$

De donde: $A_1 = \text{area de la placa} = BN$

$$\Delta = 0.5(0.95 * d - 0.80 * b_f)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N}$$

Finalmente, para el espesor tenemos la siguiente formula:

$$t = l * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * Fy * B * N}} \quad (1.71)$$

1.4.23 Pavimento rígido

Debido a la rigidez de su losa de hormigón se produce una distribución uniforme de los esfuerzos, dando como resultante esfuerzos muy bajos transmitidos a la subrasante.

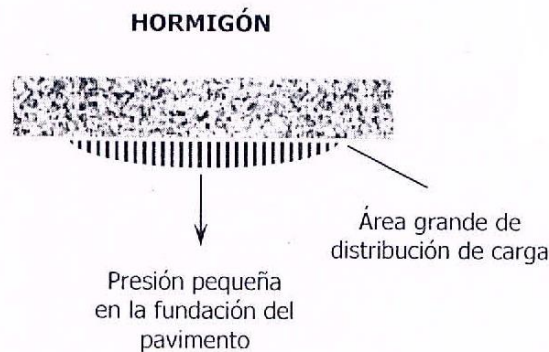


Figura 1.31 Pavimento rígido.

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO93

1.4.23.1 Subrasante

Se denomina al suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural de un pavimento. Las propiedades de los suelos de subrasante son unos de los datos más importantes en el diseño de un pavimento. **Fuente especificada no válida.**

1.4.23.2 Valor Soporte California

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 1935mm² de área de una probeta de 15 cm de diámetro y 12.5 cm de altura, con una velocidad de 1.27 mm/min. La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales en una muestra patrón que es una piedra partida bien gradada. El CBR es, por definición: **Fuente especificada no válida.**

$$CBR = \frac{\text{carga que produce una de 2.5mm en el suelo}}{\text{carga que produce una penetración de 2.5mm en la muestra patrón}} \quad (1.72)$$

1.4.23.3 Tipos de juntas para pavimentos rígidos

Las juntas permiten la contracción y expansión del pavimento, lo cual libera tensiones, los tipos más usados son: **Fuente especificada no válida.**

- Juntas de contracción

- Juntas de construcción
- Juntas de expansión

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta el procedimiento en la parte civil, luego de varias reuniones y acuerdos se logró definir la propuesta final, discutiremos la metodología de análisis y diseño, en el orden de la literatura empleada en el capítulo 1 sección 1.5.



Figura 2.1 Reunión planta EXOFRUT.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

A continuación, presentaremos cada sección como una secuencia del desarrollo de este proyecto para lograr nuestro objetivo.

2.1 Descripción y sistema estructural

Este proyecto contempla una ampliación de la empresa EXOFRUT en un terreno de aproximadamente 3000 mts cuadrados, la obra civil para el cumplimiento de sus funciones cuenta principalmente con una estructura con uso de oficinas y una nave industrial para albergar cámaras de maduración, como se detalla a continuación:

2.1.1 Edificio de oficinas

El diseño comprende un edificio de oficinas que inicialmente comprende de una planta baja y cubierta, proyectado con bases y columnas para proyectarse hasta 1 nivel con cubierta como especificación de crecimiento futuro de la empresa.

Estructura de uso de oficinas, comprendido por un sistema de pórticos especiales resistentes a momentos PERM o su equivalente seismic moment force SMF por sus siglas en inglés, vigas estructurales de sección I de alama llena y columnas de sección tubular, de acero estructura A36.

El sistema de piso comprende el sistema de placa colaborante tipo steel deck apoyado en vigas metálicas secundarias y nervios de sección I alma llena de acero A36, con colado en sitio de concreto.

El sistema de cubierta es estructura metálica liviana conformada por perfiles doblados y plancha de galvalume y sistema interior de mampostería con vigas y columnas de confinamiento, construcción tradicional, adicional una pequeña área de parqueo de tráfico liviano y áreas verdes.

Subestructura conformada por plintos y dados de cimentación, así como riostras de amarre.

2.1.2 Nave industrial

La nave industrial será utilizada como bodega que albergaran 12 cámaras de maduración de frutas como parte del proceso industrial de la fábrica de puré de banano
Las dimensiones son 28mts x 45mts y 12,5mts de altura.

Las cámaras estarán en reposo en unas camas de hormigón armado que funciona como su cimentación. Dentro del área de la nave se diseñó un pavimento de tráfico senopesado donde transitara principalmente montacargas.

La estructura de la nave industrial está formada por pórticos de columnas estructurales tubulares, vigas principales y secundarias o de amarre entre pórticos tipos cercha formada por canales y ángulos que son perfiles laminados en frío.

La cubierta es de Steel panel a 2 aguas, esta soportada en correas G laminadas en frío, subestructura o cimentación conformada por plintos de cimentación y riostras de amarre entre plintos utilizando como nivel de desplante el recomendado por el estudio geotécnico proporcionado por la Empresa EXOFRUT.

2.2 Parámetros estructurales considerados

2.2.1 Especificaciones de los materiales

Acero estructural ASTM A-36:	f_y	36 Ksi
	E_s	290000 Ksi
Acero de refuerzo:	f_y	4200 Kg/cm ²
	E_s	2038902 Kg/cm ²
Malla electrosoldada:	f_y	5000 Kg/cm ²
	E_s	2038902 Kg/cm ²
Hormigón estructural:	f'_c	240 Kg/cm ²
	E_c	233928 Kg/cm ²
Hormigón simple para contrapiso:	f'_c	210 Kg/cm ²
	E_c	218820 Kg/cm ²
Hormigón para pavimento:	f'_c	280 Kg/cm ²
	E_c	252671 Kg/cm ²
Hormigón simple para replantillo:	f'_c	140 Kg/cm ²
	E_c	178666 Kg/cm ²

2.2.2 Pesos específicos de los materiales

De acuerdo con lo estipulado en la NEC-15 capítulo de cargas no sísmicas, en la tabla 4.1. Pesos de materiales, se tiene:

Hormigón Estructural:	2400 Kg/m ³
Acero Estructural:	7850 Kg/m ³

2.3 Normas aplicables

Las normas contempladas en el diseño de este proyecto se indican a continuación:

- NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) 2015.
- AISC-LRFD (American Institute for Steel Construction-Load Resistance Factor Design) 2010.
- ASCE 7-16 (Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures) 2016.
- Specification for structural steel buildings. ANSI/AISC 360-10.
- ACI 318-14 (American Concrete Institute) 2014.
- ACI 314RS-16 (Guía para el diseño simplificado de edificaciones de concreto reforzado) 2016.
- AASHTO 93 (American Association of State Highway and Transportation Officials).

2.4 Obtención de estudio geotécnico

El proyecto está ubicado en parte de un lote de aproximadamente 5000 mts cuadrados, un previo estudio realizado en parte del terreno donde se ubicará el proyecto por parte del laboratorio Equipos & pruebas S.A., realizó en total 5 perforaciones y 5 ensayos de expansión. (ANEXO C)

El estudio geotécnico recomienda lo siguiente:

- En toda el área de construcción (Totalidad del terreno), con un sobre ancho de 0.50 ms. Por lado, efectuar la total excavación y desalojo fuera del área de construcción, del estrato superficial constituido por “Arcilla negra de características expansivas” hasta localizar el material constituido por “Suelo coluvial – mezcla de arcillas y gravas - de características poco o nada expansivas”, el mismo que se manifiesta presente desde la profundidad de - 1.35 ms.
- El relleno hasta el nivel de la subrasante, se lo efectuará de la siguiente manera, la primera capa tendrá un espesor no menor a 0.70 ms., estará constituido por material pétreo granula, la segunda y última capa, tendrá un espesor de 0.50 ms. Estará constituido por material pétreo “Cascajo granular – con poco finos”
- Un esfuerzo admisible del suelo de 15 ton/m².
- Acorde a la estratigrafía encontrada donde predomina a poca profundidad los estratos de características duros (Numero de golpes según el ensayo S.P.T mayores a 30), se supondrá que los asentamientos por efecto de la carga inducida por el peso de la obra y el relleno para alcanzar la altura del contra piso, serán de magnitud cero.

2.5 Obtención de topografía del terreno

La topografía del terreno se obtuvo propiamente por los autores de este proyecto, se presenta el detalle del levantamiento topográfico en la siguiente figura 2.2 y en el (ANEXO A)



Figura 2.2 Levantamiento topográfico.

[Rafael N-José I]

2.6 Arquitectónico propuesto

Una vez definidos los aspectos principales del proyecto para su diseño estructural esto es, arquitectónico, ejes principales, repartición de espacios, cotas del proyecto, juntas del proyecto, etc.

Se presenta a continuación en la figura 2.3 los detalles respectivos del proyecto.

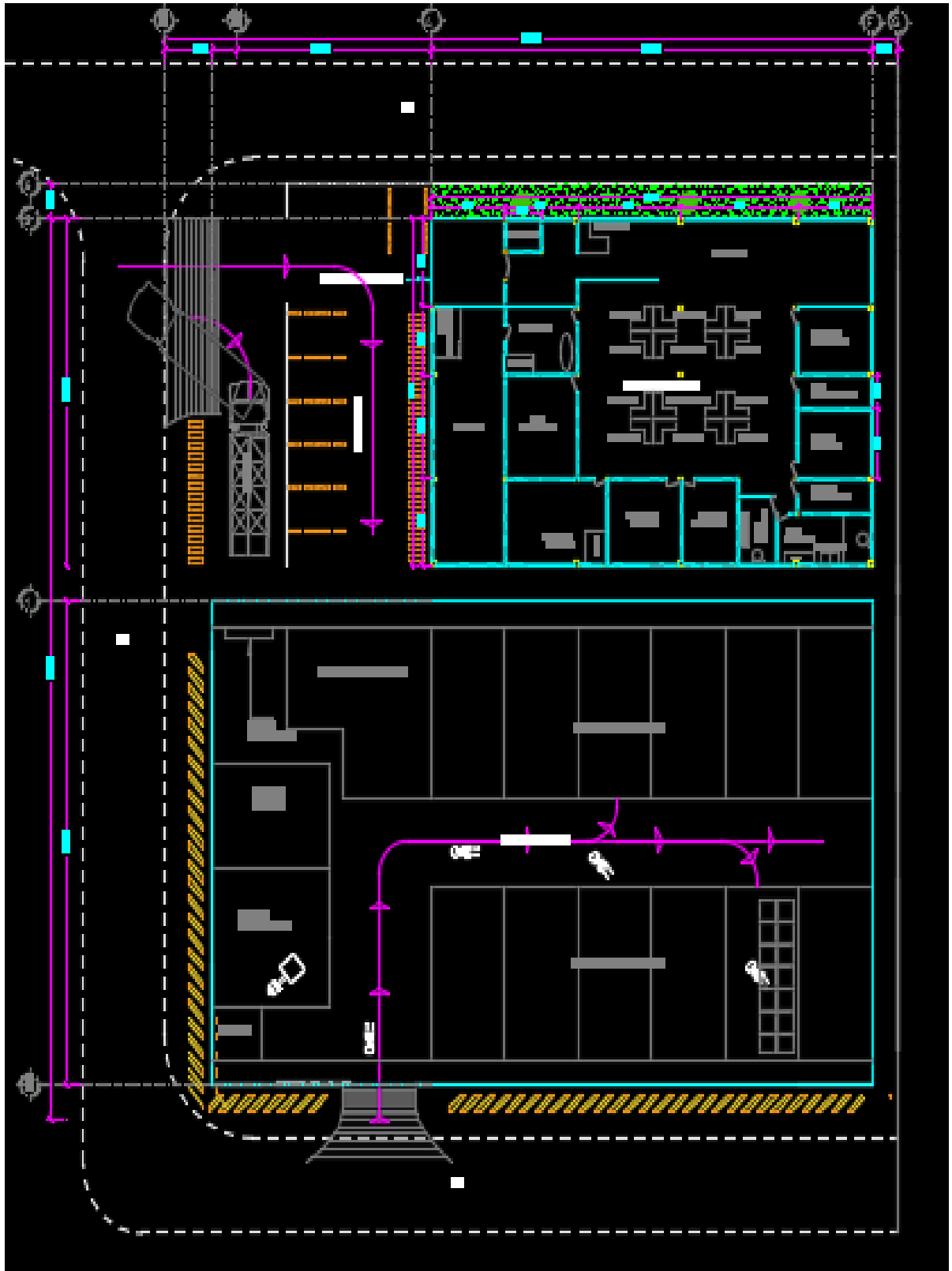


Figura 2.3 Plan maestro.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.6.1 Estructura de oficinas

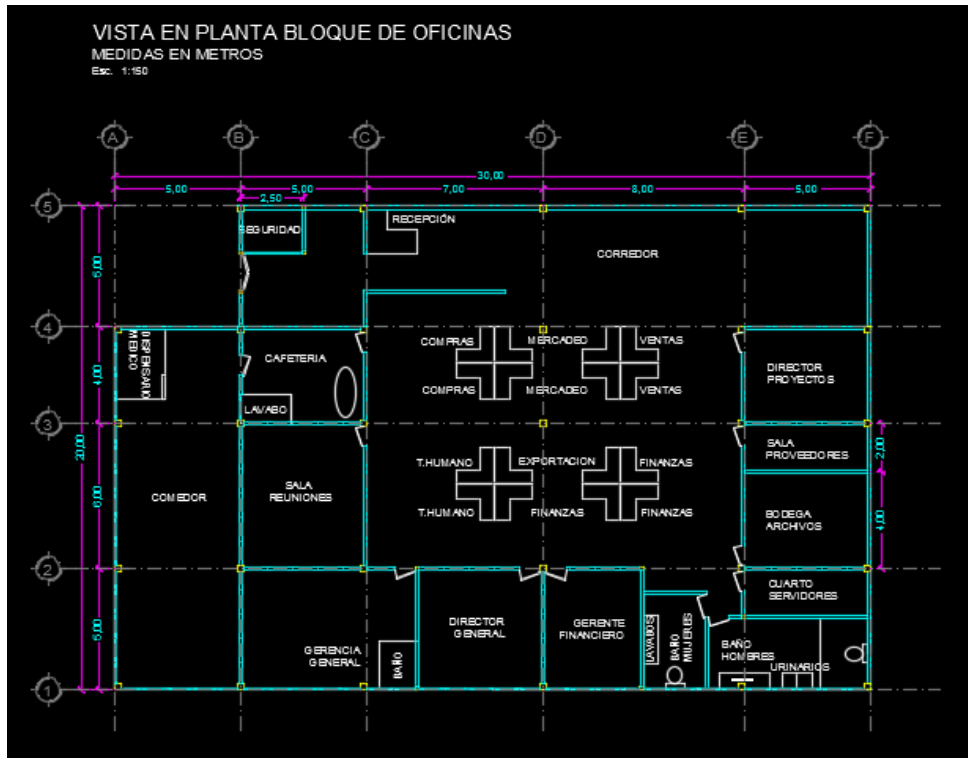


Figura 2.4 Acercamiento bloque de oficinas.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.6.1 Nave industrial

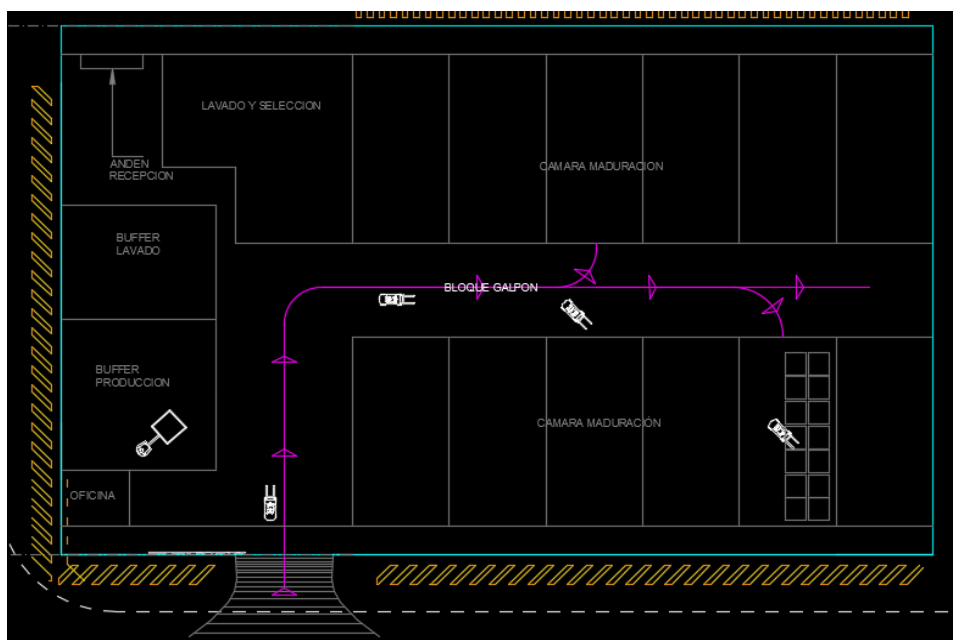


Figura 2.5 Acercamiento bloque de galpón.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.7 Metodología de análisis estructural

Para el análisis estructural se trabajó con el soporte del programa Etabs y SAP2000, con las asunciones respectivas para su modelado 3D según lo estipulado en la norma local e internacional avalada por la local.

2.7.1 Análisis estructural edificio de oficinas

Se procedió con el diseño de la estructura, modelando el edificio en el programa Etabs edición 2016 a fin de calcular las demandas que soportara la estructura, mediante los criterios estipulados en el capítulo 1.

Para obtener los esfuerzos últimos que soportara cada elemento estructural (axial, corte, momento flexionante, torsión) y los estados últimos de servicio generado por las demandas (desplazamientos, deformaciones, asentamientos), se aplicaron los criterios y ecuaciones estipuladas en el capítulo 1.

Para el análisis estructural de este proyecto contemplamos los siguientes criterios:

- Se definen los ejes en planta del proyecto al igual que las cotas del proyecto, cabe señalar que el modelo se diseñó para una estructura con proyección a dos niveles y cubierta.
- Definimos los materiales mencionados en la sección 2.3.
- Definimos los frames (vigas, columnas, nervios, etc.)
- Definimos los Shell para el sistema de losas.
- Definimos las cargas de peso propio, sobre cargas, cargas vivas y cargas sísmicas, (en esta sección definimos el sismo estático)
- En el comando functions definimos el espectro adecuado, para el análisis espectral.
- En la sección casos de cargas ingresamos el sismo dinámico y le decimos al programa que trabaje con el espectro ingresado.

- Ingresamos las combinaciones de cargas establecidas en la sección 1.5.7.
- Una vez ingresado nuestros frames y sistema de piso, procedemos a ingresar los valores respectivos del análisis de cargas.
- Ingresamos los nervios y los relajamos a momentos, de este modo trabajan como simple apoyo.
- Generamos diafragmas rígidos para el sistema de losas, esto quiere decir que las losas no tendrás deformaciones o desplazamientos verticales.
- Aplicamos un mesh en las losas de 1x1, para discretizar mejor la distribución de cargas.
- Rigidizamos con un valor $K=1$ todas las uniones, es decir definimos uniones rígidas.
- Aplicamos un lateral bracing a las vigas y nervios, esto significa que arriostramos las vigas y nervios que se encuentran confinadas por el sistema de losas en su parte superior.
- Definimos la masa del sistema considerando el peso propio, las sobrecargas y un pequeño porcentaje de la carga viva, esto de manera conservadora.
- Una vez culminado el modelo procedemos a escalar el cortante como se explica en la sección 1.5.6.2 para el correcto análisis dinámico.
- De aquí obtenemos los diagramas necesarios generados de las combinaciones de cargas, obteniendo los esfuerzos a los que está sometida la estructura.
- Se genero una combinación llamada envolvente, con las configuraciones de cargas mostradas en el capítulo 1 sección 1.5.7.
- Generamos una combinación llamada reacciones comprendida como la suma de las cargas muertas y vivas para el diseño de las cimentaciones, tomando en cuenta los efectos provocados por las fuerzas laterales.

2.7.2 Análisis estructural de nave industrial

Como referencia las medidas arquitectónicas para realizar el pre-dimensionamiento de un pórtico tipo utilizando el software SAP2000 y las cargas que sugiere la norma NEC de donde se obtiene los diferentes esfuerzos a los que están sometidas los elementos de la estructura, con esta información se procedió a realizar una configuración estructural

correcta con la finalidad optimizar recursos y garantizar el cumplimiento de las normativas establecidas.

2.8 Diseño estructural

La filosofía de diseño sismorresistente y cumpliendo con los requerimientos mínimos para asegurar la vida de sus ocupantes, es decir evitar el colapso total o parcial de una estructura, en general se puede resumir los objetivos del diseño de la siguiente manera:

- Sismos de baja intensidad: Sin daños.
- Sismos de moderada intensidad: Daño controlado en los componentes estructurales.
- Sismos de severa intensidad: Se aceptan daños estructurales y no estructurales, pero se previene el colapso.

A continuación, se detalla brevemente la metodología que se optó para el diseño estructural del proyecto.

2.8.1 Diseño estructural edificio de oficinas

2.8.1.1 Análisis de cargas no sísmicas

El peso propio de los elementos estructurales tales como vigas y columnas son calculados para cada tipo de estructura, de acuerdo con los módulos propios del software utilizado, considerando pesos de los materiales del Apéndice 4 de la norma.

De acuerdo con lo estipulado en la NEC-SE-CG 15, se tienen las siguientes cargas a considerar:

Losa de entrepisos N+3.5 m

Tabla 2.1 Tabla análisis de carga muerta en entrepisos.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Elemento	Espesor	γ	Carga
----------	---------	----------	-------

	(cm)	(kg/m ³)	(kg/m ²)
Losa con placa colaborante y hormigón, h = 105 mm, hc = 50 mm	9.583	2400.00	230.00
Acabados en paredes	5.000	2400.00	120.00
Paredes	7.000	1200.00	84.00
Baldosa de cerámica			58.00
Instalaciones eléctricas y sanitarias			70.00
W_D (kg/m²)			562.00

Tabla 2.2 Tabla análisis de carga viva en entresijos.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Criterio de uso	Carga (kg/m ²)
Uso de oficinas establecido en la norma ecuatoriana de la construcción	200.00
otro	10.00
W_L (kg/m²)	210.00

Cubierta N+6.5 m

Para la carga por la cubierta tomaremos alrededor del 50% de la carga de entresijos:

Tabla 2.3 Tabla análisis de carga muerta en cubierta.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Elemento	Espesor (cm)	γ (kg/m ³)	Carga (kg/m ²)
Peso muerto de estructura adoptada para cubierta			300.00
W_{Dc} (kg/m²)			300.00

Tabla 2.4 Tabla análisis de carga viva en cubierta.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Criterio de uso	Carga (kg/m ²)
Uso de cubierta plana sin acceso, se adopta	90.00
W_{Lr} (kg/m²)	90.00

2.8.1.2 Análisis de carga sísmica

El estudio sísmico se basó en lo establecido en el NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015), capítulo NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

Según lo estipulado en el capítulo 1 sección 1.5.3 se tiene lo siguiente:

Tabla 2.5 Cuadro resumen análisis sísmico.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Zona sísmica Tabla 1.2	V	Alta	Z	0.40
Relación de amplificación espectral en región		Provincias de la Costa	η	1.80
Destino e importancia de la estructura, factor de importancia Tabla 1.6		I	I	1.00
Pórticos Especiales Resistentes a momentos		PERM 8		
Factor de reducción de respuesta sísmica Tabla 1.5			R	8.00
Factor de configuración estructural en planta Tabla 1.7			Φ_{PA}	0.90
			Φ_{PB}	0.90
			Φ_P	0.81
Factor de configuración estructural en elevación Tabla 1.7			Φ_{EA}	0.90
			Φ_{EB}	0.90
			Φ_E	0.81
I / (R Φ_P Φ_E)			0.1905	
Tipo de suelo. En caso de Tipo F se debe hacer estudio particular			D	
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto			Fa	1.20
Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca			Fd	1.19
Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos			Fs	1.28
Período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones Ec. 1.04			T0	0.127
Período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendente del mismo. Ec. 1.05			Tc	0.698
Exponente para períodos mayores a Tc Ec. 1.06			r	1.00
Periodo de vibración fundamental de la estructura, dirección X (seg) Software			Tax	0.481
Periodo de vibración fundamental de la estructura, dirección Y (seg) Software			Tay	0.474

Aceleración espectral para Tax	Sa(Tax)	0.864
Aceleración espectral para Tay	Sa(Tay)	0.864
Peso sísmico, W sísmico (t) Software		498.70
Cortante basal estático, dirección X (t) Ec. 1.08	Vx (ton)	82.091
Cortante basal estático, dirección Y (t) Ec. 1.08	Vy (ton)	82.091

Tabla 2.6 Tabulación para espectro simplificado.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

T (s)	Espectros		
	Elástico	Inelástico	de diseño
0.00	0.480	0.060	0.091
T0 = 0.13	0.864	0.108	0.165
TC = 0.70	0.864	0.108	0.165
1.00	0.603	0.075	0.115
1.25	0.483	0.060	0.092
1.50	0.402	0.050	0.077
1.75	0.345	0.043	0.066
2.00	0.302	0.038	0.057
2.25	0.268	0.034	0.051
2.50	0.241	0.030	0.046
2.75	0.219	0.027	0.042
3.00	0.201	0.025	0.038

La grafica de espectro elástico se elaboró con la ecuación 1.01 a 1.03 para cada valor de T, en la gráfica de espectro inelástico se encuentra elaborada a razón del factor R reducción de respuesta y por último se obtiene la curva de diseño multiplicando la importancia de la estructura a la razón de los coeficientes de irregularidad de la estructura, como se ilustra en la figura 2.6.

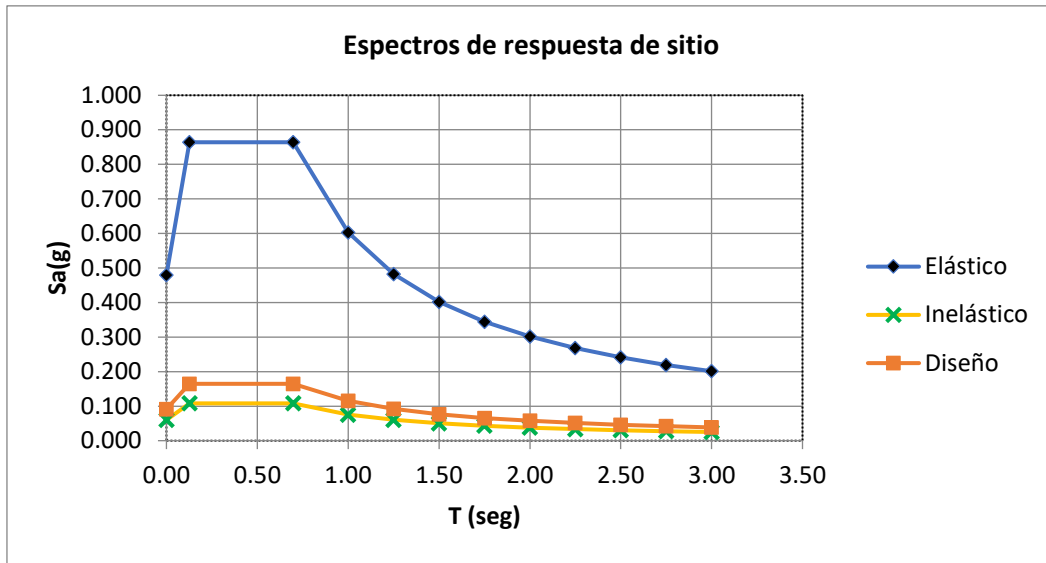


Figura 2.6 Espectro respuesta de sitio.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.8.1.3 Escalamiento del cortante basal dinámico

Mediante un modelo se obtuvo el cortante dinámico, incorporando el espectro de diseño y las asunciones señaladas en el capítulo 1 sección 1.5.6.2, los factores de escalamiento para el cortante en X y Y, tomaron los valores de 1.435 y 1.5 respectivamente, el cuadro resumen se muestra en la siguiente tabla 2.7.

Tabla 2.7 Tabla escalamiento cortante de diseño.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Cortante basal dinámico, dirección X Software	V_x	69.19	ton
Cortante basal dinámico, dirección Y Software	V_y	69.88	ton
Peso sísmico Software	W sísmico	498.70	ton
Factor de cortante mínimo, NEC-15	Factor	85%	
Cortante basal mínimo para no considerar escalamiento, X	$V_{\text{mínimo X}}$	69.78	ton
Cortante basal mínimo para no considerar escalamiento, Y	$V_{\text{mínimo Y}}$	69.78	ton
Factor de ajuste de cortante de espectro en dirección X	FC x	1.0	OK
Factor de ajuste de cortante de espectro en dirección Y	FC y	1.0	OK

2.8.1.4 Diseño de vigas principales y de distribución

El diseño de las vigas fue iterativo comenzando con un predimensionamiento inicial tomando un frame y aumentando un 5% su descarga como aproximación al peso propio, esto ya el análisis estructural no depende en gran porcentaje del peso de cada sección de viga, el lector podrá observa que este es uno de varios métodos para predimensionar una viga, se presenta a continuación un esquema con las secciones y las demandas respectivas para cada nivel de piso.

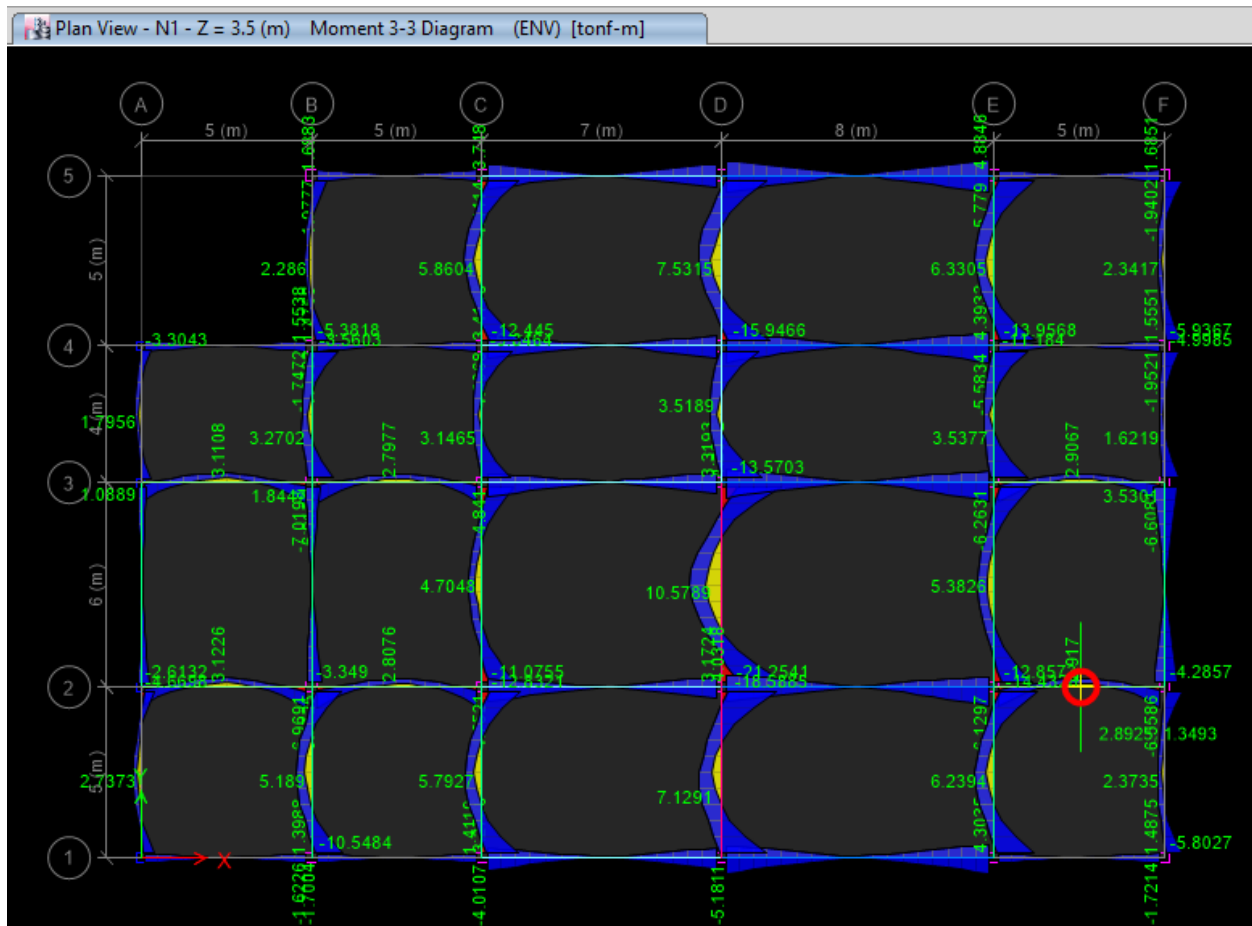


Figura 2.7 Diagrama de Mu N+3.5m.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

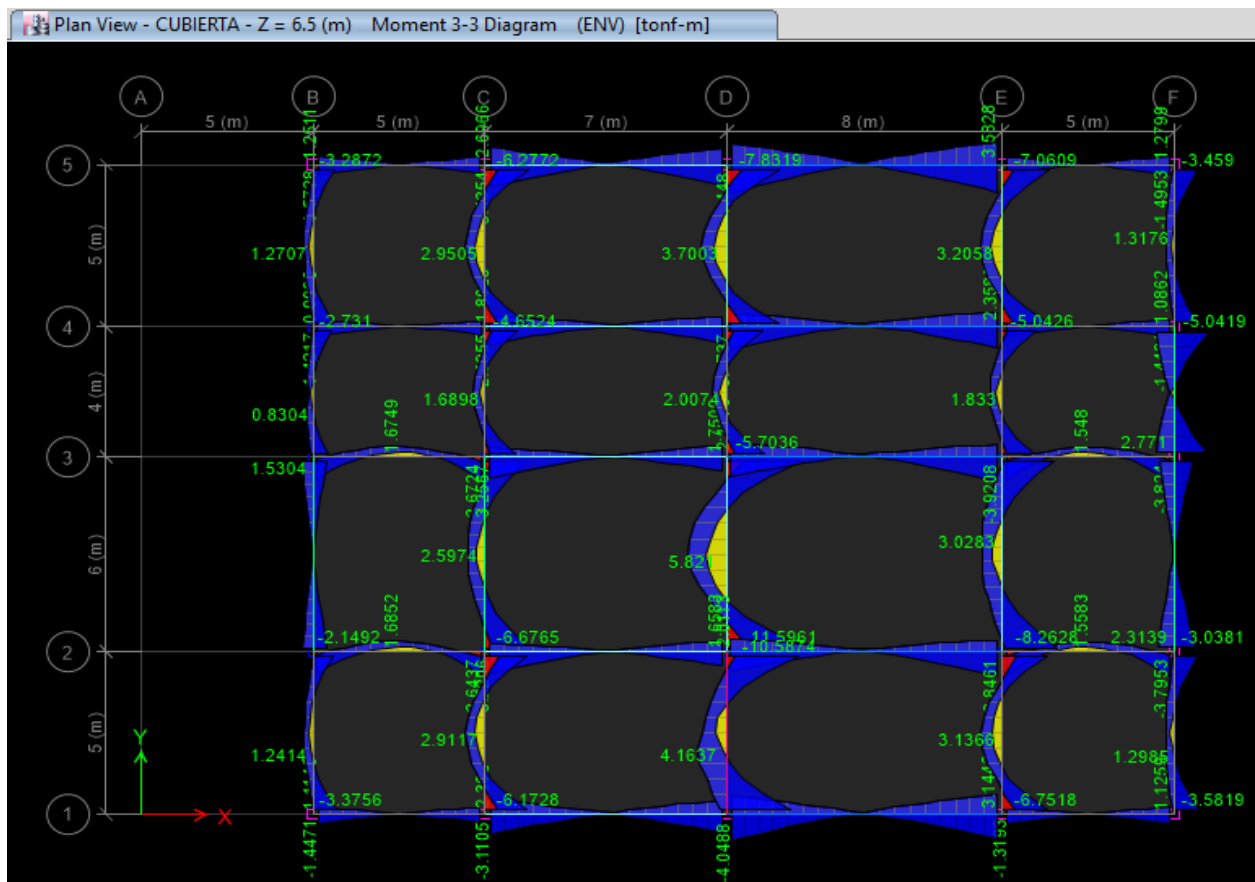


Figura 2.8 Diagrama de Mu cubierta N+6.5m.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Las secciones se muestran de aquí en adelante con el siguiente formato, vigas (v) y sus dimensiones altura (h) x Ancho de patín (bf) x espesor de patín (df) x espesor del alma (dw) como se muestra en la figura 2.9.

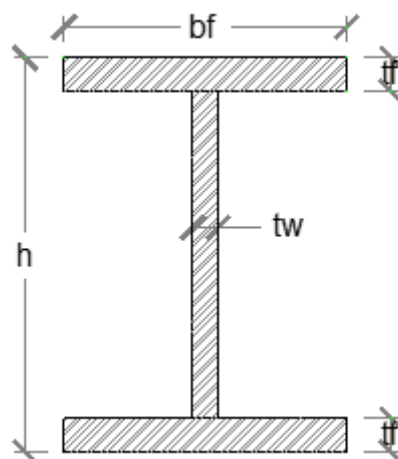


Figura 2.9 Esquema viga tipo.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

A continuación, se presenta la ubicación de las vigas diseñadas mediante las figuras 2.10 y 2.11.

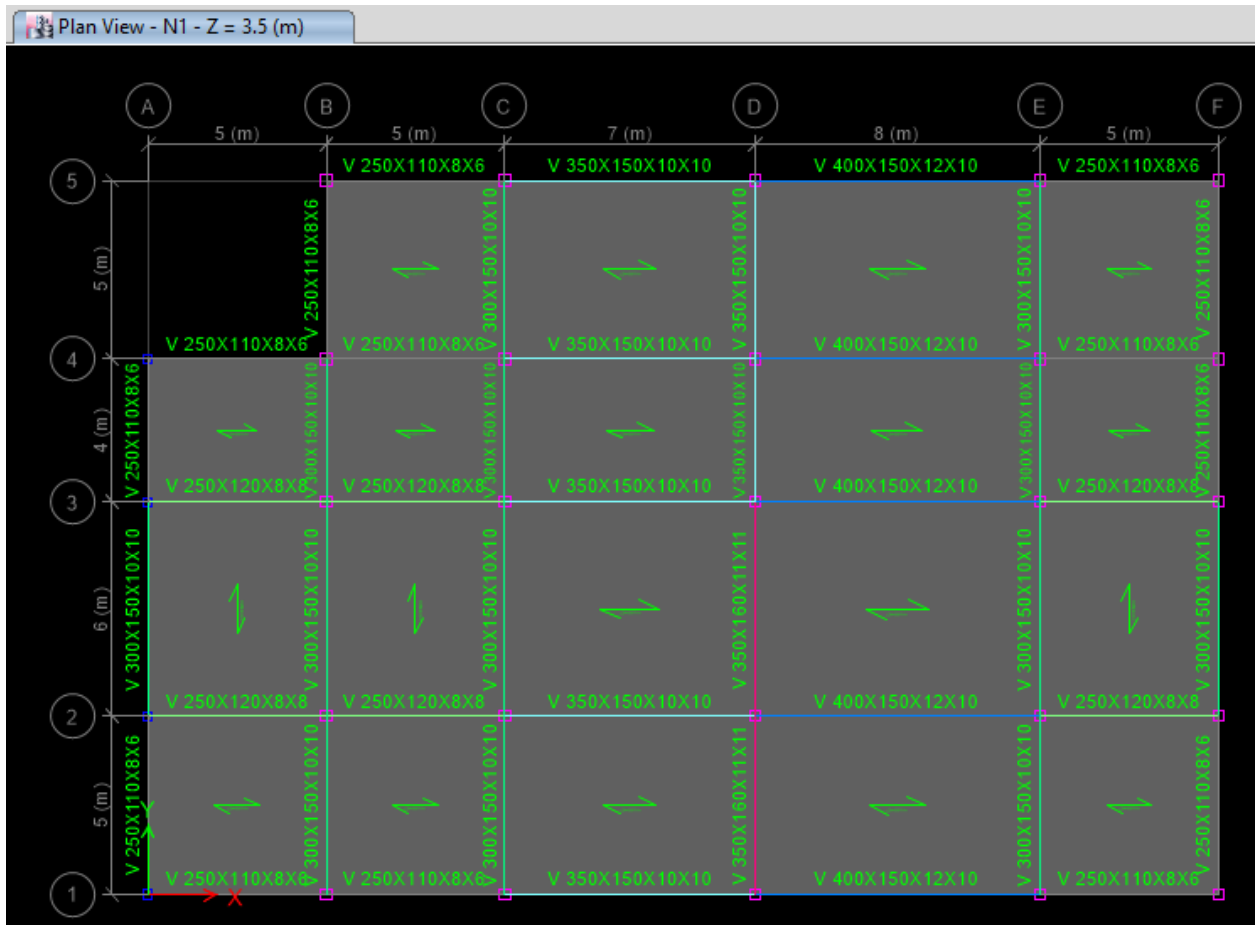


Figura 2.10 Vigas principales N+3.5m.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

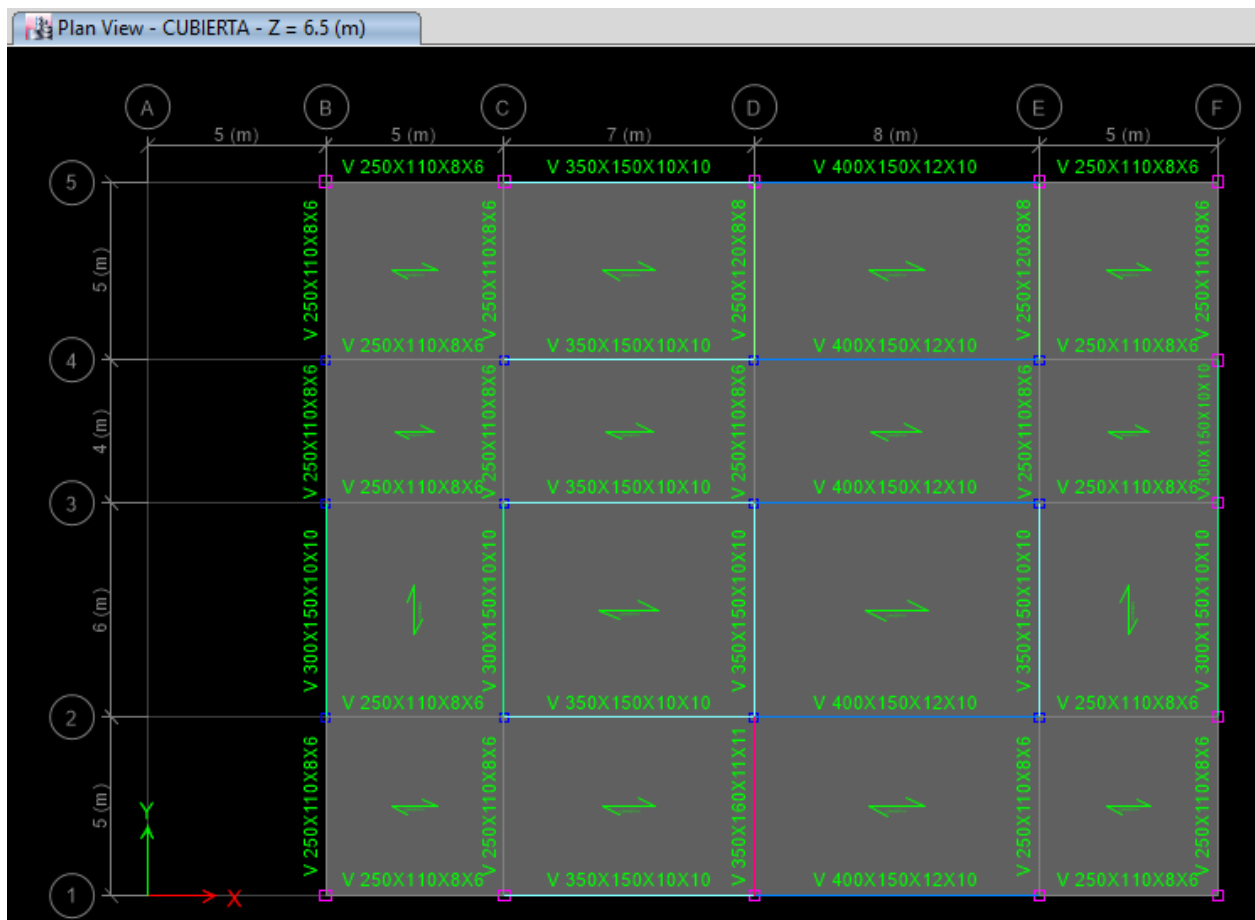


Figura 2.11 Vigas principales N+3.5m.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

En resumen, se tienen las demandas máximas soportadas por las vigas en la siguiente tabla 2.8.

Tabla 2.8 Demandas máximas en vigas.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Viga I tipo	MAXIMOS			
	Mu+ ton-m	Mu- ton-m	VU + ton	VU - ton
V 250X110X8X6	3.14	-6.75	7.84	-7.78
V 250X120X8X8	3.70	-7.83	9.03	-9.00
V 300X150X10X10	6.33	-14.43	15.25	-15.18
V 350X150X10X10	7.53	-15.95	16.99	-17.55
V 350X160X11X11	10.58	-20.25	20.76	-21.18
V 400X150X12X10	4.88	-6.26	1.93	-1.80

Las vigas cuentan con los materiales especificados en el capítulo 2 sección 2.2.1, las vigas son ensambladas con las siguientes propiedades, como se muestra en la tabla 2.9.

Tabla 2.9 Propiedades del tipo de material en vigas.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Viga metálica			
Tipo de acero			
Acero patines	ASTM	36	ksi
Fy patine	A36	2530	kg/cm ²
Acero almas	ASTM	36	ksi
Fy alma	A36	2530	kg/cm ²
Módulo elasticidad	Es	2037948	kg/cm ²

- V 250x110x8x6 con luz máxima de 5 metros

Tabla 2.10 Propiedades geométricas V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	24.84	kg/m
A	31.64	cm ²
Ix	3218.40	cm ⁴
Iy	177.89	cm ⁴
Sx	257.47	cm ³
Sy	32.34	cm ³
Zx	295.09	cm ³
Zy	50.51	cm ³
rx	10.09	cm
ry	2.37	cm

Tabla 2.11 Relaciones de compacidad V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
6.875	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF

41.67	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
25 cm		$h > L/20 = 25$; Ok

Tabla 2.12 Diseño a flexión V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
Mp Ec. 1. #	7.47	ton-m
	671894	kg-cm
Lp	118	cm
Lr	374	cm
Lb	83.3	cm
Lb < Lp; Ok		
Mn	7.47	ton-m
ØMn; Ø=0.9	6.72	ton-m

Tabla 2.13 Diseño a corte V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
Cv	1	
Vn	22.77	ton
ØVn Ec 1. #	20.49	ton

Tabla 2.14 Revisión V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	6.75	ton-m
D/C	1.00	=1 LIMITE
Vu Software	7.84	ton
D/C	0.38	<0.95 OK

Tabla 2.15 Control de deflexiones V 250x110x8x6.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	5.00	m	
ΔD max	4.20	cm	
ΔL max	1.40	cm	
ΔT max	2.10	cm	
ΔD	0.27	cm	OK
ΔL	0.65	cm	OK
ΔT	0.92	cm	OK

- V 250x120x8x8 con luz máxima de 5 metros

Tabla 2.16 Propiedades geométricas V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	29.77	kg/m
A	37.92	cm ²
I _x	3666.29	cm ⁴
I _y	231.40	cm ⁴
S _x	293.30	cm ³
S _y	38.57	cm ³
Z _x	341.83	cm ³
Z _y	61.34	cm ³
r _x	9.83	cm
r _y	2.47	cm

Tabla 2.17 Relaciones de compacidad V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
7.5	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF
31.25	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
25 cm		$h > L/20 = 25$; Ok

Tabla 2.18 Diseño a flexión V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
Mp Ec. 1. #	8.65	ton-m
	864789	kg-cm
Lp	123	cm
Lr	423	cm
Lb	5	cm
Lb < Lp; Ok		
Mn	8.65	ton-m
ØMn; Ø=0.9	7.78	ton-m

Tabla 2.19 Diseño a corte V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
Cv	1	
Vn	30.36	ton
ØVn Ec 1. #	27.32	ton

Tabla 2.20 Revisión V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	7.84	ton-m
D/C	1.00	=1 LIMITE
Vu Software	9.01	ton
D/C	0.33	<0.95 OK

Tabla 2.21 Control de deflexiones V 250x120x8x8.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	5.00	m	
ΔD max	4.20	cm	
ΔL max	1.40	cm	
ΔT max	2.10	cm	
ΔD	0.75	cm	OK
ΔL	0.34	cm	OK
ΔT	1.09	cm	OK

- V 300x150x10x10 con luz máxima de 6 metros

Tabla 2.22 Propiedades geométricas V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	45.53	kg/m
A	58.00	cm ²
I _x	8139.33	cm ⁴
I _y	564.83	cm ⁴
S _x	542.62	cm ³
S _y	75.31	cm ³
Z _x	631.00	cm ³
Z _y	119.50	cm ³
r _x	11.85	cm
r _y	3.12	cm

Tabla 2.23 Relaciones de compacidad V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
7.5	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF
30	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
30 cm		$h > L/20 = 30$; Ok

Tabla 2.24 Diseño a flexión V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
Mp Ec. 1. #	15.96	ton-m
	1596346	kg-cm
Lp	156	cm
Lr	542	cm
Lb	54.5	cm
Lb < Lp; Ok		
Mn	15.96	ton-m
ØMn; Ø=0.9	14.37	ton-m

Tabla 2.25 Diseño a corte V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
Cv	1	
Vn	45.54	ton
ØVn Ec 1. #	40.98	ton

Tabla 2.26 Revisión V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	14.43	ton-m
D/C	1.00	=1 LIMITE
Vu Software	15.25	ton
D/C	0.37	<0.95 OK

Tabla 2.27 Control de deflexiones V 300x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	6.00	m	
ΔD max	5.00	cm	
ΔL max	1.70	cm	
ΔT max	2.50	cm	
ΔD	0.36	cm	OK
ΔL	0.28	cm	OK

ΔT	0.63	cm	OK
------------	------	----	----

- V 350x150x10x10 con luz máxima de 7 metros

Tabla 2.28 Propiedades geométricas V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	49.46	kg/m
A	63.00	cm ²
I _x	11667.25	cm ⁴
I _y	565.25	cm ⁴
S _x	666.70	cm ³
S _y	75.37	cm ³
Z _x	782.25	cm ³
Z _y	120.75	cm ³
r _x	13.61	cm
r _y	3.00	cm

Tabla 2.29 Relaciones de compacidad V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
7.5	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF
35.0	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
35 cm		$h > L/20 = 35$; Ok

Tabla 2.30 Diseño a flexión V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
M _p Ec. 1. #	19.79	ton-m
	1978988	kg-cm
L _p	150	cm
L _r	497	cm
L _b	116.7	cm
L _b < L _p ; Ok		

Mn	19.79	ton-m
ØMn; Ø=0.9	17.81	ton-m

Tabla 2.31 Diseño a corte V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
Cv	1	
Vn	53.13	ton
ØVn Ec 1. #	47.81	ton

Tabla 2.32 Revisión V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	4.84	ton-m
D/C	0.27	<0.95 OK
Vu Software	2.05	ton
D/C	0.04	<0.95 OK

Tabla 2.33 Control de deflexiones V 350x150x10x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	7.00	m	
ΔD max	5.80	cm	
ΔL max	1.90	cm	
ΔT max	2.90	cm	
ΔD	0.45	cm	OK
ΔL	0.43	cm	OK
ΔT	0.88	cm	OK

- V 350x160x11x11 con luz máxima de 6 metros

Tabla 2.34 Propiedades geométricas V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	55.95	kg/m

A	71.28	cm ²
I _x	13351.29	cm ⁴
I _y	754.57	cm ⁴
S _x	762.93	cm ³
S _y	94.32	cm ³
Z _x	892.50	cm ³
Z _y	150.72	cm ³
r _x	13.69	cm
V _{ry}	3.25	cm

Tabla 2.35 Relaciones de compacidad V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
7.28	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF
31.82	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
30 cm		h>L/20=30; Ok

Tabla 2.36 Diseño a flexión V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
M _p Ec. 1. #	22.58	ton-m
	2257896	kg-cm
L _p	163	cm
L _r	558	cm
L _b	100	cm
L _b <L _p ; Ok		
M _n	22.58	ton-m
ØM_n; Ø=0.9	20.32	ton-m

Tabla 2.37 Diseño a corte V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
C _v	1	
V _n	58.44	ton
ØV_n Ec 1. #	52.60	ton

Tabla 2.38 Revisión V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	20.25	ton-m
D/C	0.997	=<1.00 OK
Vu Software	21.27	ton
D/C	0.40	<0.95 OK

Tabla 2.39 Control de deflexiones V 350x160x11x11.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	6.00	m	
ΔD max	5.00	cm	
ΔL max	1.70	cm	
ΔT max	2.50	cm	
ΔD	0.45	cm	OK
ΔL	0.43	cm	OK
ΔT	0.88	cm	OK

- V 400x150x12x10 con luz máxima de 8 metros

Tabla 2.40 Propiedades geométricas V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades geométricas		
Peso	57.78	kg/m
A	73.60	cm ²
Ix	17983.06	cm ⁴
Iy	678.13	cm ⁴
Sx	899.15	cm ³
Sy	90.42	cm ³
Zx	1051.84	cm ³
Zy	144.40	cm ³
rx	15.63	cm
ry	3.04	cm

Tabla 2.41 Relaciones de compacidad V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Ec. 1.21	Compacidad alta ductilidad Ec. 1.24-1.25	Clasificación de la viga
6.25	8.51	Patín sísmicamente compacto HD; SMF
40	42.29	Alma sísmicamente compacta HD; SMF
40 cm		$h > L/20 = 40$; Ok

Tabla 2.42 Diseño a flexión V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia a la flexión		
Mp Ec. 1. #	26.61	ton-m
	2661015	kg-cm
Lp	152	cm
Lr	493	cm
Lb	133.3	cm
$Lb < Lp$; Ok		
Mn	26.61	ton-m
ϕMn ; $\phi = 0.9$	23.95	ton-m

Tabla 2.43 Diseño a corte V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Resistencia al corte		
n	5 repartidos a lo largo de la viga	atiezadores
Cv	1	
Vn	60.72	ton
ϕVn Ec 1. #	54.65	ton

Tabla 2.44 Revisión V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Chequeo demanda capacidad		
Mu Software	6.26	ton-m
D/C	0.26	<0.93 OK
Vu Software	1.93	ton
D/C	0.04	<0.95 OK

Tabla 2.45 Control de deflexiones V 400x150x12x10.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Control de deflexión			
L max	8.00	m	
ΔD max	6.70	cm	
ΔL max	2.20	cm	
ΔT max	3.30	cm	
ΔD	0.00	cm	OK
ΔL	0.08	cm	OK
ΔT	0.08	cm	OK

2.8.1.5 Diseño de nervios

Los nervios son diseñados para la transmisión de cortante únicamente a las vigas de distribución y así no transmitirles momentos, por ello los nervios no resisten la fuerza sísmica a más de participar como parte del diafragma de la losa, depende del diseñador el criterio a diseñar los nervios, ya que no requieren ser sísmicamente compactos, en algunos casos basta con ser compactos y otros criterios dispuestos en 2.8.1.4, se obtiene el momento nominal con la simple ecuación (1.38).

Tabla 2.46 Tipos de nervios.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Nervio	V (h X bf X df X tw)
N1	150x100x6x6
N2	180x100x8x8

2.8.1.6 Diseño losa de Steel Deck

En el Ecuador la losa de Steel panel esta especificada por el fabricante, con las recomendaciones y factores límites para escoger el tipo de losa adecuado, para el diseño se trabajó con una losa de 0.076 mm de espesor de plancha, 5 cm de espesor de concreto, más de dos vanos y una separación máxima entre nervios de 1.60 metros, se

obtuvo la carga total sobrepuesta límite de diseño, tomada del catálogo Novacero, obteniendo lo siguiente:

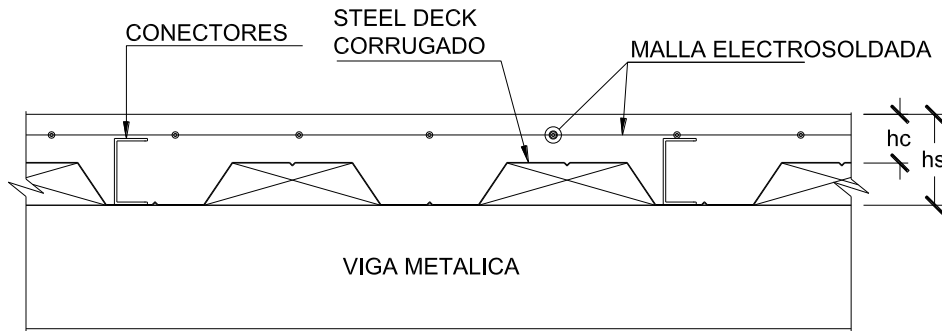


Figura 2.12 Sección tipo Steel deck.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.47 Diseño de losa Steel deck

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Espesor de deck usado	e	0.76	mm
Tipo de acero	ASTM A653		
Altura de deck	hd	55	mm
Altura de capa de compresión	hc	50	mm
Altura de losa	hs	105	mm
Separación de apoyos	s	1.60	m
Carga de servicio actuante WD+WL	qs	0.77	t/m ²
Carga de servicio nominal	qn (*)	1.530	t/m ²
(*) De acuerdo con datos de proveedores locales			
D/C límite		0.95	
Demanda / capacidad	D/C	0.50	OK

2.8.1.7 Diseño de columnas

Las columnas se muestran a detalle en el plano #, de aquí en adelante se describirán las secciones como; columnas (C) y sus dimensiones base (b) por altura (h) por espesor (e), las columnas comprenden los materiales descritos en la tabla #, las demandas máximas que soportan las columnas se presentan en el cuadro resumen # a continuación.

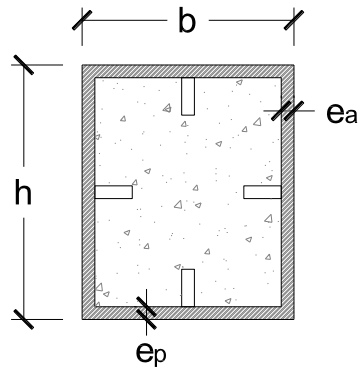


Figura 2.13 Sección columna tipo C b x h x e.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.48 Propiedades de las columnas

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Materiales		
Tipo de acero	ASTM A36	
Fy	36	ksi
	2.530	kg/cm2
Relleno de concreto	NO	
Fym	2.530	kg/cm2
Es	2.037.948	kg/cm2
Esm	2.037.948	kg/cm2
f'c	240	kg/cm2
Ec	233928.19	kg/cm2

Tabla 2.49 Resumen demandas máximas en columnas.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Columna	Pu	MU2+ ton-m	MU2- ton-m	MU3+ ton-m	MU3- ton-m	VU2+ ton	VU2- ton	VU3+ ton	VU3- ton
C 250X250X10	-22.8032	6.3469	-6.599	5.4701	-5.622	2.8094	-3.466	4.9792	-4.438
C 300X300X12	-65.5918	10.433	-9.838	8.4276	-8.687	4.288	-4.53	6.2925	-6.556

- C 250X250X10 mm con 3.5 m de altura de entrepiso

Tabla 2.50 Propiedades de la columna C 250X250X10 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades de la columna		
As	96.00	cm ²
Ix	9.232.00	cm ⁴
Iy	9.232.00	cm ⁴
Sx	738.56	cm ³
Sy	738.56	cm ³
rx	9.81	cm ³
ry	9.81	cm ³
Zx	864.5	cm ³
Zy	864.5	cm ³

Tabla 2.51 Relaciones de compacidad para clasificación de columnas C 250X250X10 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Tabla B4.1A	Compacidad rigidizados Tabla B4.1A	Clasificación de la columna
25	39.74	Patín compacto
25	39.74	Alma compacta

Tabla 2.52 Diseño de columnas C 250X250X10 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Capacidad de la columna			
Øc	0.9	su	
Øb	0.9	su	
Pn Ec. 1.#	227.1	ton	
ØcPn	204.4	ton	
Mnx Ec.1. #	21.9	ton-m	
Mny Ec.1. #	21.9	ton-m	
ØbMnx	19.7	ton-m	
ØbMny	19.7	ton-m	
Pu	22.80	ton	OK
Mu 2-2	6.60	ton-m	OK
Mu 3-3	5.62	ton-m	OK

Para el chequeo de columna fuerte viga-débil como se indica en el capítulo 1 sección 1.5.17, se tomó como el evento más desfavorable, con esto sumamos los momentos actuantes transmitidos por las vigas y que llegan a las columnas en distintas direcciones, especificando el tipo de viga y el número de vigas que llegan a la columna, como prosigue en la siguiente tabla 2.53.

Tabla 2.53 Chequeo columna fuerte viga débil.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL		
EJE X V 300x150x10x10		
Numero vigas	1	vigas
Fy	36	ksi
Zv	631	cm3
Ry	1.1	su
Mp Ec. 1. #	14.37	ton-m
Zx,min	798.2	cm3
0.92	Zxmin viga < Zx columna; OK	
EJE Y V 250x110x8x6		
Numero vigas	2	vigas
Fy	36	ksi
Zv	295.094	cm3
Ry	1.1	su
Mp Ec. 1. #	6.72	ton-m
Zy,min	373.3	cm3
0.43	Zymin viga < Zy columna; OK	
ΣMpv	44.85	ton-m
ΣMpc	65.61	ton-m
ΣMpc/ΣMpv Ec. 1. #	1.46	su
Cumple CFVD > 1; OK		

- C 300X300X12 mm con 3.5 m de altura de entrespiso

Tabla 2.54 Propiedades de la columna C 300X300X12 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades de la columna		
As	138.24	cm2
Ix	19.143.48	cm4
Iy	19.143.48	cm4
Sx	1.276.23	cm3

Sy	1.276.23	cm3
rx	11.77	cm3
ry	11.77	cm3
Zx	1.493.9	cm3
Zy	1.493.9	cm3

Tabla 2.55 Relaciones de compacidad para clasificación de columnas C 300X300X12 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Relación ancho espesor Tabla B4.1A	Compacidad rigidizados Tabla B4.1A	Clasificación de la columna
25	39.74	Patín compacto
25	39.74	Alma compacta

Tabla 2.56 Diseño de columnas C 300X300X12 mm.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Capacidad de la columna			
Øc	0.9	su	
Øb	0.9	su	
Pn Ec. 1.#	333.8	ton	
ØcPn	300.4	ton	
Mnx Ec.1. #	37.8	ton-m	
Mny Ec.1. #	37.8	ton-m	
ØbMnx	34.0	ton-m	
ØbMny	34.0	ton-m	
Pu	65.59	ton	OK
Mu 2-2	10.43	ton-m	OK
Mu 3-3	8.69	ton-m	OK

Tabla 2.57 Chequeo columna fuerte viga débil.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL		
EJE X V 400X150X12X10		
Numero vigas	2	vigas
Fy	36	ksi
Zv	1051.84	cm3
Ry	1.1	su
Mp Ec. 1. #	23.95	ton-m
Zx,min	1330.6	cm3
0.89	Zxmin viga < Zx columna; OK	

EJE Y V 350x160x11x11		
Numero vigas	2	vigas
Fy	36	ksi
Zv	892.50	cm ³
Ry	1.1	su
Mp Ec. 1. #	20.32	ton-m
Zy,min	1129	cm ³
0.76	Zymin viga < Zy columna; OK	
ΣM_{pv}	112.00	ton-m
ΣM_{pc}	113.38	ton-m
$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pv}$ Ec. 1. #	1.01	su
Cumple CFVD > 1; OK		

2.8.1.8 Resultados del modelo

Se presenta brevemente lo más relevante del modelo 3D

2.8.1.8.1 Imágenes del modelo

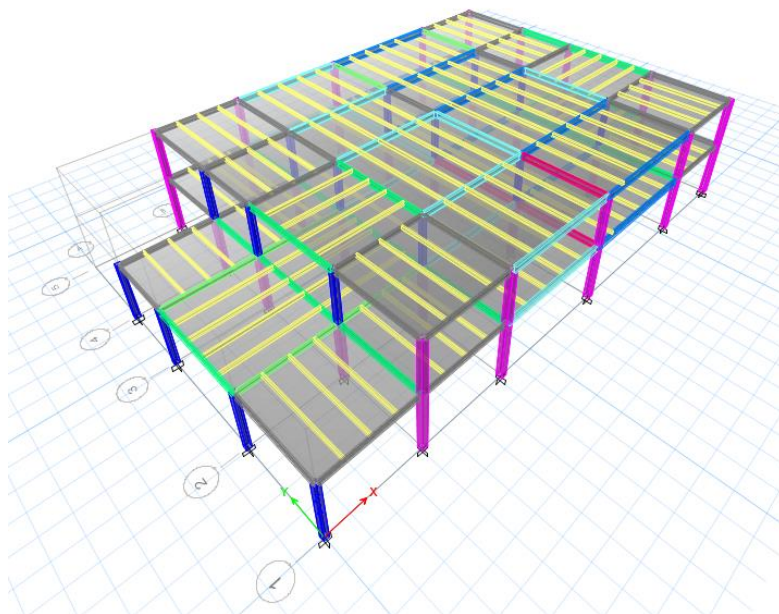


Figura 2.14 Vista tridimensional.

Fuente: Rafael N-José I, 2018



Figura 2.15 Vista en planta.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

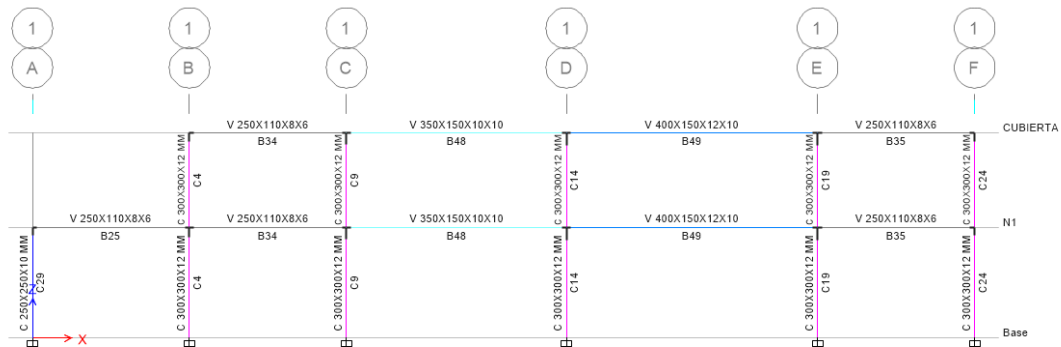


Figura 2.16 Vista en elevación.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.8.1.8.2 Verificación de la participación de las masas

De acuerdo con el NEC-SE-DS, artículo 6.2.2, literal e, se verifica que todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas, mostrado en la figura 2.17.

Modal Load Participation Ratios					
1 de 3 Reload Apply					
	Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	100	100
	Modal	Acceleration	UY	100	100
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Figura 2.17 Chequeo de participación software.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

se verifica que el porcentaje de participación de las masas en el procedimiento de análisis espectral alcanza el 100% en las direcciones horizontales principales consideradas.

2.8.1.8.3 Verificación de los modos de vibración del análisis espectral

Se verifica el número de modos de vibración, considerados en el análisis espectral de la estructura, necesarios para alcanzar el porcentaje de participación de las masas.

Modal Periods and Frequencies						
1 de 6 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.482	2.075	13.0355	169.923
	Modal	2	0.474	2.109	13.254	175.6679
	Modal	3	0.408	2.454	15.4172	237.6886
	Modal	4	0.161	6.205	38.9846	1519.7969
	Modal	5	0.154	6.495	40.8095	1665.4168
	Modal	6	0.131	7.61	47.8153	2286.2988

Figura 2.18 Chequeo modos de vibración.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.8.1.9 Control de derivas y efecto P-Delta

Se efectuó el control de derivas según lo estipulado en la NEC-SE-DS 15, con el procedimiento mencionado en el capítulo 1 sección 1.5.10, la siguiente tabla 2.58 muestra el resumen para las derivas máximas de la estructura, además la figura 2.19 muestra los resultados máximos de drifts tomados del software.

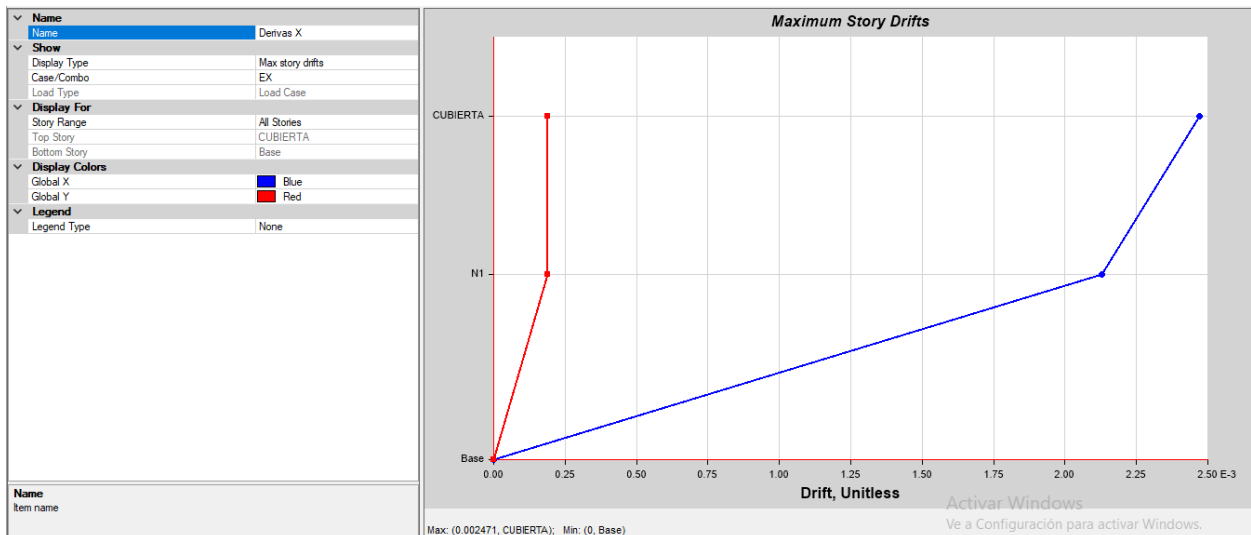


Figura 2.19 Máximo drift producido por el sismo Ex.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

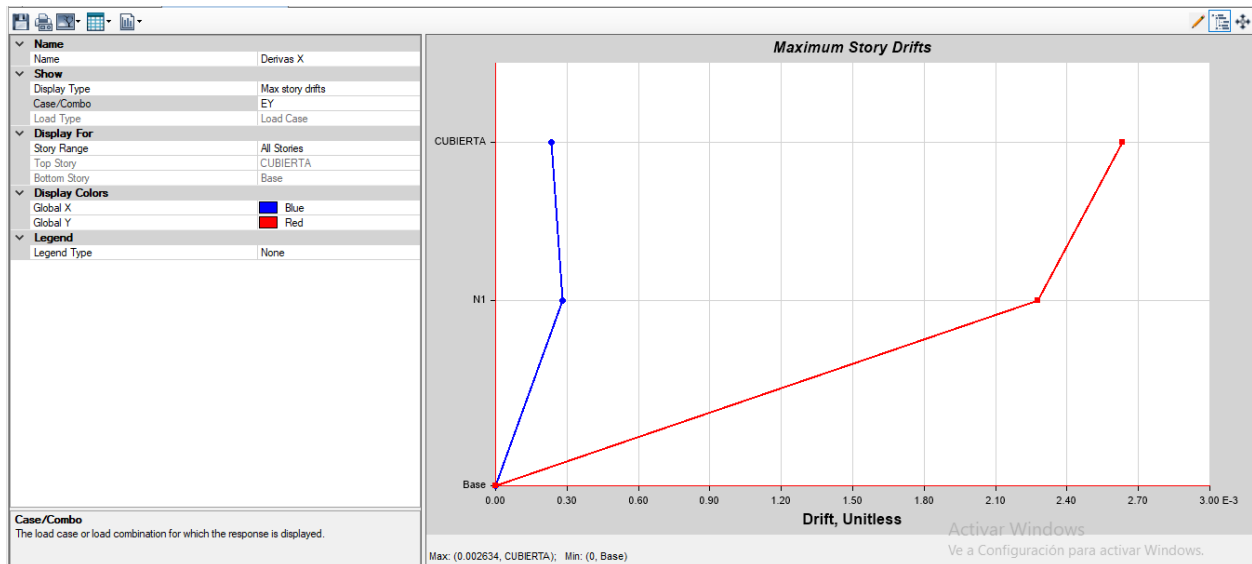


Figura 2.20 Máximo drift producido por el sismo Ey.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.58 Chequeo derivas admisibles.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Material predominante		Acero estructural	
Límite permisible de derivas de piso, NEC-SE-DS, 4.2.2		0.02	
Factor de reducción de respuesta sísmica, R		8.00	
Factor de límite de deriva inelástica, NEC-SE-DS, 6.3.9		0.75	
$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$			
Máximas derivas en las direcciones principales			
Dirección	ΔE Software	ΔM Ec. 1.29	Condición
X	0.002471	0.0148	OK, menor a máxima
Y	0.002634	0.0158	OK, menor a máxima

El procedimiento para comprobar si existen efectos de no lineal en la estructura esta según lo estipulado en la NEC-SE-DS 15 y en el capítulo 1 sección 1.5.11 de este estudio, la siguiente tabla 2.59 presenta el análisis de estabilidad por efecto P-Delta.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
CUBIERTA	WD+WPP+WL ...	Bottom	216.7816	0	0
N1	WD+WPP+WL ...	Bottom	670.6637	0	0

Figura 2.21 Carga gravitatoria actuante sin mayorar, Pi.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
CUBIERTA	EX	Bottom	0	-39.9274	0
CUBIERTA	EY	Bottom	0	0	-39.9274
N1	EX	Bottom	0	-82.2422	0
N1	EY	Bottom	0	0	-82.2422

Figura 2.22 Cortantes actuantes en cada piso y cubierta, Vxi-Vyi.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.59 Verificación de efecto no lineal P-Delta.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Nivel	Pi	Vi	Δ_{exi}	Δ_{eyi}	h	Qix	Qiy
cubierta	216.78	39.93	0.0073	0.0079	3	0.013211	0.0142964
Primer piso	670.66	82.24	0.007542	0.0080	3.5	0.017573	0.0185885

Se comprueba que $Q_i < 0.1$ según el criterio de la Ecuación 1.33 no se considera efecto no lineal de segundo orden.

2.8.1.10 Diseño de cimentación

Se analizó una cimentación superficial para todo el edificio conformado por zapatas aisladas, debido a la configuración de las cargas el diseño final se dispone de la siguiente manera, zapatas interiores que cumplen los criterios de la sección 1.5.20.1 y zapatas exteriores con vigas de cimentación que cumplen los criterios de la sección 1.5.20.2 de este estudio. Ver (ANEXO C)

La figura 2.23 presenta la ubicación en la base de la estructura en el cual llegan las demandas de diseño, continuación se presenta el cuadro resumen del diseño de zapatas:

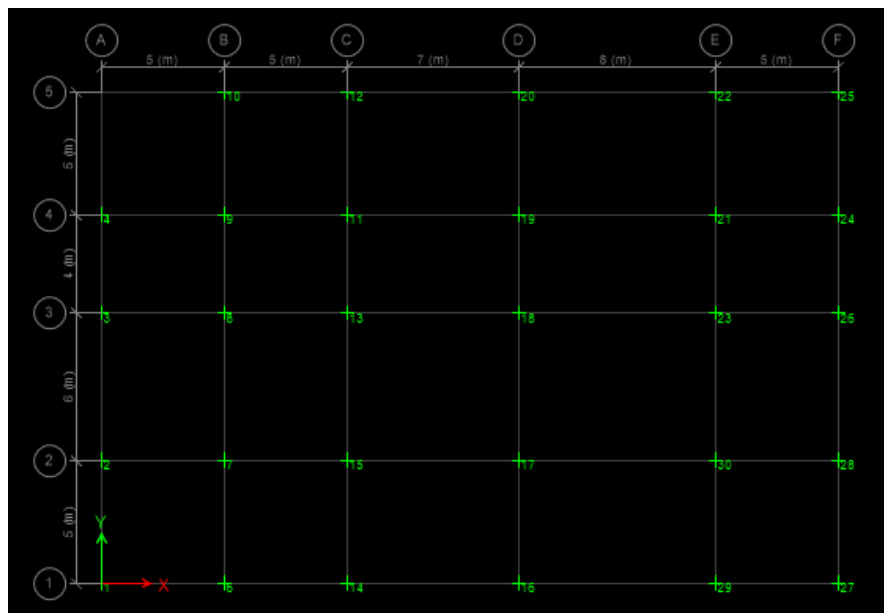


Figura 2.23 Labels diseño de cimentación.

Tabla 2.60 Datos relevante de cimentación.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Datos relevantes		
σ_{adm}	12	ton/m ²
$\gamma_{relleno}$	1,8	ton/m ³
hf	1,2	m
f _c	240	kg/cm ²
f _y	4200	kg/cm ²
f _{y a36}	2850	kg/cm ³
Dado D2	50	cm
Dado D1	45	cm

Tabla 2.61 Cuadro de zapatas del edificio.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Zapatas						
Zapata	Area BxL	altura zapata - h mm	H	hf	Dirección B	Dirección L
Z1	1,2x1,2 m	200 - 400		1.2 m	6ø12c/200mm	6ø12c/200mm
Z2	1,2x1,2 m	250 - 400		1.2 m	6ø12c/200mm	6ø12c/200mm
Z3	1,8x1,8 m	250 - 400		1.2 m	11ø12c/150mm	11ø12c/150mm
Z4	2x2 m	300 - 400		1.2 m	13ø14c/150mm	13ø12c/150mm
Z5	2x2,5 m	320 - 400		1.2 m	19ø16c/100mm	16ø16c/150mm
Z6	2,5x2,5 m	320 - 400		1.2 m	24ø16c/100mm	16ø16c/150mm

Tabla 2.62 Cuadro de datos de zapatas del edificio.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Datos				
Dado	AxC	recubrimiento cm	Hierro longitudinal	Hierro estribos
D1	45x45 cm	4	4 ø16 + 12 ø12 c/118 mm	Est. ø10c/150mm
D2	50x50 cm	4	4 ø16 + 12 ø14 c/135 mm	Est. ø10c/150mm
D2	50x50 cm	4	4 ø16 + 12 ø14 c/135 mm	Est. ø10c/150mm
D2	50x50 cm	4	4 ø16 + 12 ø14 c/135 mm	Est. ø10c/150mm
D2	50x50 cm	4	4 ø16 + 12 ø14 c/135 mm	Est. ø10c/150mm
D2	50x50 cm	4	4 ø16 + 12 ø14 c/135 mm	Est. ø10c/150mm

Tabla 2.63 Cuadro de armados de vigas de cimentación.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Viga de cimiento	
2ø14+1ø16	superior
2ø14	inferior
2ø8	a los costados
1ø14/ 1600cm	en cada columna

Tabla 2.64 Cuadro de dimensiones de vigas de cimentación.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

	Viga x	Viga y	
b	30	30	cm
h	40	40	cm
fi varilla	1,6	1,4	cm
d	38,8	38,9	cm

2.8.2 Diseño estructural de Nave Industrial

A continuación, se describen los cálculos realizados para diseñar los elementos estructurales de la Nave Industrial.

2.8.2.1 Cargas no sísmicas

De acuerdo con lo estipulado en el NEC-15, NEC-SE-CG-Cargas No Sísmicas, se tienen las siguientes cargas a considerar:

Tabla 2.63 Tabla análisis de carga muerta para Nave Industrial.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Elemento	Carga (kg/m²)
Luminarias e instalaciones eléctricas	45,00
Chapa ondulada de acero galvanizado 0.6mm de espesor	5,00
W_D (kg/m²)	50,00

El peso propio de los elementos estructurales tales como vigas y columnas son calculados para cada elemento de la estructura, de acuerdo con los módulos propios del software utilizado, considerando pesos de los materiales del Apéndice 4 de la norma.

Tabla 2.64 Tabla análisis de carga viva para Nave Industrial.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Criterio de uso	Carga (kg/m ²)
Uso de cubierta, personal de mantenimiento, según NEC-SE-CG 4.2.1	71,40
W_L (kg/m²)	71,40

2.8.2.1 Carga de viento

La carga de viento se calcula mediante el procedimiento del capítulo

Utilizando la caracterización topográfica B y haciendo una interpolación lineal para altura de 12m tenemos el siguiente resultado.

Tabla 2.65 factores según categoría

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Altura (m)	Obstrucción baja (Categoría B)
10	0,9
12	0,914
20	0,97

V para la zona indicada es de 22.23m/s.

Finalmente V_b la velocidad corregida del viento en m/s:

$$V_b = 22.23 * 0.914 = 20.318\text{m/s}$$

Calculo de presión de viento.

Tabla 2.66 Ce coeficiente de entorno/altura.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Entorno del edificio	Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m)		
	10	12	20
Zonas rurales	1,89	1,996	2,42

Tabla 2.67 Cf Coeficiente de forma.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Construcción	Barlovento	Sotavento
superficies inclinadas a 15° o menos	+ 0,3	- 0,6

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f = 0.5 * 1.25 \frac{Kg}{m^3} * \left(20.318 \frac{m}{s}\right)^2 * 1.996 * C_f \quad (2.01)$$

$$= 515 \frac{Kg * m}{m^2 * s^2} * C_f$$

$$= 515 * 0.3 \frac{Kg * m}{m^2 * s^2} = 154.5 \frac{N}{m^2} , \quad \text{Barlovento}$$

$$= 515 * (-0.6) \frac{Kg * m}{m^2 * s^2} = -309 \frac{N}{m^2} , \quad \text{Sotavento}$$

2.8.2.2 Cargas sísmicas

El estudio sísmico se basa en lo establecido en el NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015), capítulo NEC-SE-DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

Tabla 2.68 Cuadro resumen análisis sísmico.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Zona sísmica V	Z	0,40
Relación de amplificación espectral en región costa	η	1,80
Destino e importancia de la estructura, factor de importancia	I	1,00
Factor de reducción de respuesta sísmica	R	3,00
Factor de configuración estructural en planta	Φ_P	1,00
Factor de configuración estructural en elevación	Φ_E	1,00
I / R Φ_P Φ_E		0,3333

Tipo de suelo. En caso de Tipo F se debe hacer estudio particular	D	
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	Fa	1,20
Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1,19
Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,28
Período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones	T0	0,127
Período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.	Tc	0,698
Exponente para periodos mayores a Tc	r	1,00
Periodo de vibración fundamental de la estructura, dirección X (seg)	Tax	0,743
Periodo de vibración fundamental de la estructura, dirección Y (seg)	Tay	0,928
Peso sísmico, W sísmico (t)		1007,75
Cortante basal estático, dirección X (t)	Vx	0,000
Cortante basal estático, dirección Y (t)	Vy	0,000

Tabla 2.69 Tabulación para espectro simplificado.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

	Espectros		
	Elástico	Inelástico	de diseño
T (s)	Sa (g)	Sa (g)	Sa (g)
0,00	0,480	0,160	0,160
T0 = 0,13	0,864	0,288	0,288
TC = 0,70	0,864	0,288	0,288
1,00	0,603	0,201	0,201
1,25	0,483	0,161	0,161
1,50	0,402	0,134	0,134
1,75	0,345	0,115	0,115
2,00	0,302	0,101	0,101
2,25	0,268	0,089	0,089
2,50	0,241	0,080	0,080
2,75	0,219	0,073	0,073
3,00	0,201	0,067	0,067

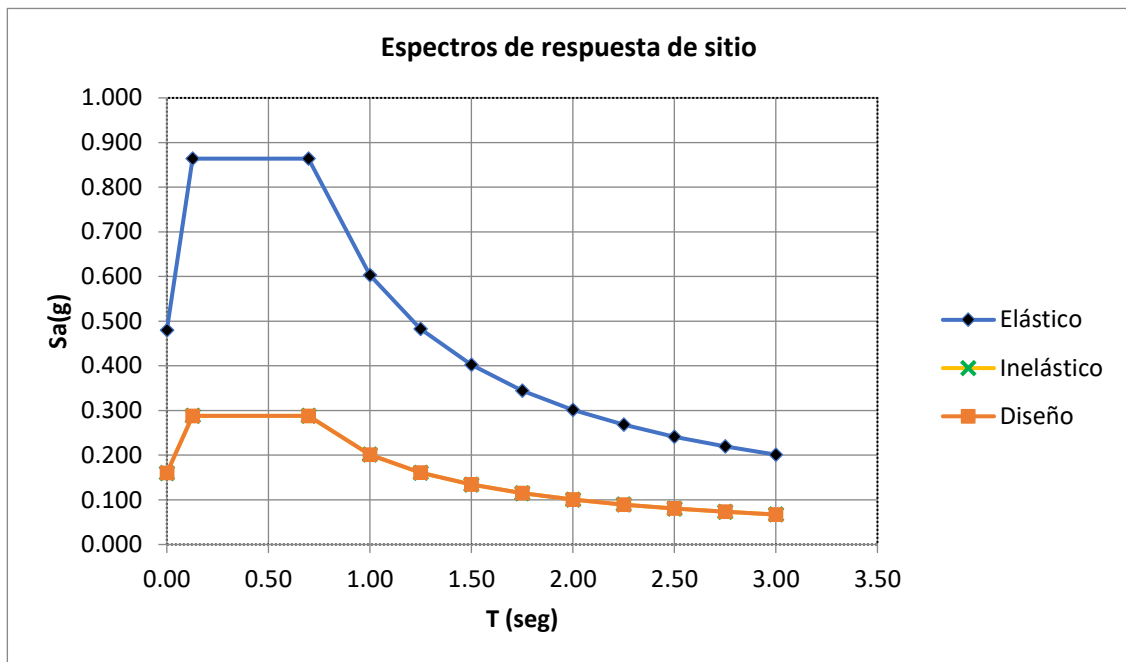


Figura 2.24 Espectro respuesta de sitio Nave Industrial.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.8.2.1 Diseño de correas para la cubierta

Se recomienda una separación de correas de 1.20m a 1.8m dependiendo de la cubierta. Se ha seleccionado un valor intermedio 1.5m el cual será el ancho de influencia para cada correa.

La carga viva L y la carga muerta D tienen dirección gravitacional mientras que la carga de viento W es perpendicular a la cubierta que en este caso tiene 10 grados de inclinación. Las componentes en dirección de eje Y serán $D \cdot \cos(10)$ y $L \cdot \cos(10)$ mientras que para la dirección de eje X serán $D \cdot \sin(10)$ y $L \cdot \sin(10)$.

Tabla 2.70 Combinaciones de carga para la correa.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

COMBINACIONES	Wuy(Kg/m)	Wux(Kg/m)
1,4 D	20,01	113,48
1,2 D + 1,6 L	46,91	266,03
1,2 D + 1,6 L + 0,5 W	58,91	278,03

1,2 D + 1,0 W + 0,5 L	50,45	174,01
0,9 D + 1,0 W	36,86	96,95

$$\frac{2 * W_{uy} * L^2}{225} = \frac{2 * 0.5891 \left(\frac{kg}{cm}\right) * 600^2 (cm^2)}{225} = 1885.12 Kg * cm$$

$$M_{uy} = \frac{W_{uy} * L^2}{90} = \frac{0.5891 \left(\frac{kg}{cm}\right) * 600^2 (cm^2)}{90} = 2356.4 Kg * cm$$

$$M_{ux} = \frac{W_{ux} * L^2}{8} = \frac{2.7803 \left(\frac{kg}{cm}\right) * 600^2 (cm^2)}{8} = 125113.5 Kg * cm$$

$$M_{uy} = 2356.4 Kg * cm$$

$$M_{ux} = 125113.5 Kg * cm$$

Vamos a utilizar una sección G 200x50x15x4

$$M_{nx} = \Phi * F_y * S_x \quad (2.02)$$

$$\Phi M_{nx} = 0.9 * 2530 * 65.14 = 148323.78 Kg * cm$$

$$M_{uy} = \Phi * F_y * S_y \quad (2.03)$$

$$\Phi M_{ny} = 0.9 * 2530 * 9.26 = 21085.02 Kg * cm$$

$$\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (2.04)$$

$$\frac{125113.5}{148323.78} + \frac{2356.4}{21085.02} = 0.955 \leq 1.0, \quad OK$$

2.8.2.2 Análisis de viga principal

Según lo estipulado anteriormente una de las principales características de una nave industrial es salvar grandes luces sin apoyos intermedios para esto las vigas principales juegan un papel fundamental siendo así el elemento con mayor longitud de esta estructura. Hay diversos tipos de vigas que funcionan muy bien para una nave industrial, pero es recomendable utilizar vigas cercha para disminuir el peso del elemento tomando en cuenta su gran luz.

Un pre-dimensionamiento es fundamental para obtener un peralte óptimo de la viga, se usó una carga repartida en la viga el valor de la carga puede ser cualquiera ya que solo se quiere analizar el comportamiento, en este caso usaremos la longitud dividida entre 20 para pre dimensionar el peralte:

- Luz libre 27m.
- Peralte = $\frac{27m}{20} = 1.35m$, usaremos 1.30m.

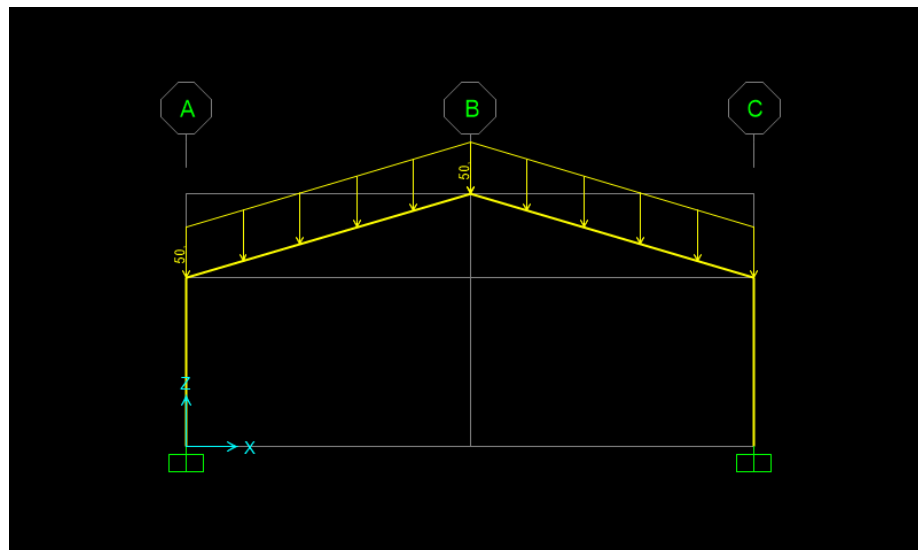


Figura 2.25 Pre-dimensionamiento de viga principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

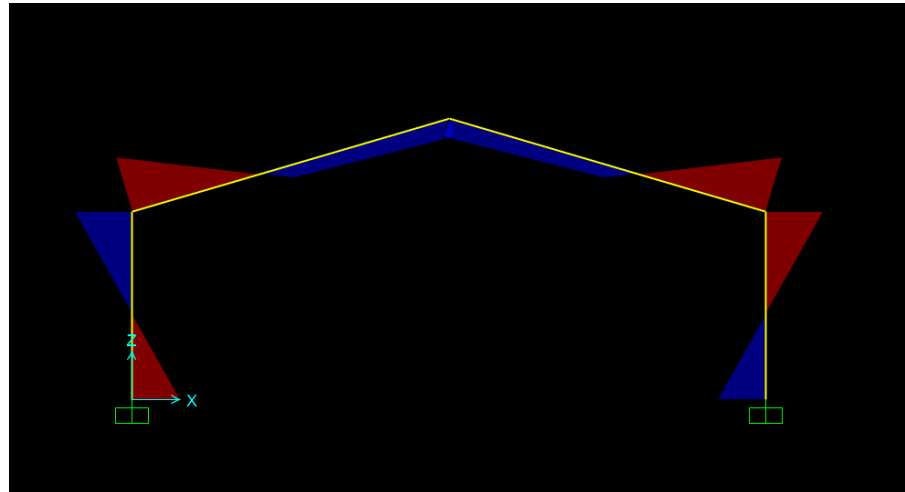


Figura 2.26 Diagrama de momento de viga principal del análisis previo.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Según este pre-dimensionamiento utilizando el programa SAP2000 nos indica que los mayores esfuerzos en la viga principal se darán en el centro y en sus extremos, algo que era de esperarse debido a su configuración. Por lo que en estas partes se usara un mayor peralte y de ser necesario refuerzo adicional.

Los elementos que formarán la cercha serán canales en los cordones superior e inferior y 2 ángulos para formar diagonales y montantes.

Section Name		2 L 30 x 3	
Properties			
Cross-section (axial) area	3,420E-04	Section modulus about 3 axis	1,363E-06
Moment of Inertia about 3 axis	2,916E-08	Section modulus about 2 axis	2,751E-05
Moment of Inertia about 2 axis	2,641E-06	Plastic modulus about 3 axis	2,456E-06
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	2,989E-05
Shear area in 2 direction	1,613E-04	Radius of Gyration about 3 axis	9,234E-03
Shear area in 3 direction	3,420E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0879
Torsional constant	1,008E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 2.27 Propiedades de 2 L 30x3.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		2 L 30 x 4	
Properties			
Cross-section (axial) area	4,480E-04	Section modulus about 3 axis	1,764E-06
Moment of Inertia about 3 axis	3,711E-08	Section modulus about 2 axis	3,574E-05
Moment of Inertia about 2 axis	3,431E-06	Plastic modulus about 3 axis	3,180E-06
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	3,899E-05
Shear area in 2 direction	2,184E-04	Radius of Gyration about 3 axis	9,101E-03
Shear area in 3 direction	4,480E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0875
Torsional constant	2,333E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 2.28 Propiedades de 2 L 30x4.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		2 L 40 x 3	
Properties			
Cross-section (axial) area	4,620E-04	Section modulus about 3 axis	2,480E-06
Moment of Inertia about 3 axis	7,164E-08	Section modulus about 2 axis	3,543E-05
Moment of Inertia about 2 axis	3,401E-06	Plastic modulus about 3 axis	4,466E-06
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	3,922E-05
Shear area in 2 direction	2,131E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0125
Shear area in 3 direction	4,620E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0858
Torsional constant	1,371E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 2.29 Propiedades de 2 L 40x3.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		[200 x 50 x 3	
Properties			
Cross-section (axial) area	8,820E-04	Section modulus about 3 axis	4,736E-05
Moment of Inertia about 3 axis	4,736E-06	Section modulus about 2 axis	4,253E-06
Moment of Inertia about 2 axis	1,723E-07	Plastic modulus about 3 axis	5,778E-05
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	7,401E-06
Shear area in 2 direction	6,000E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0733
Shear area in 3 direction	3,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,014
Torsional constant	2,595E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0,0224

Figura 2.30 Propiedades [200x50x3.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		[200 x 50 x 4	
Properties			
Cross-section (axial) area	1,168E-03	Section modulus about 3 axis	6,201E-05
Moment of Inertia about 3 axis	6,201E-06	Section modulus about 2 axis	5,570E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2,235E-07	Plastic modulus about 3 axis	7,606E-05
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	9,831E-06
Shear area in 2 direction	8,000E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0729
Shear area in 3 direction	4,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0138
Torsional constant	6,068E-09	Shear Center Eccentricity (x3)	0,0221

Figura 2.31 Propiedades [200x50x4.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		[200 x 50 x 5	
Properties			
Cross-section (axial) area	1,450E-03	Section modulus about 3 axis	7,612E-05
Moment of Inertia about 3 axis	7,612E-06	Section modulus about 2 axis	6,844E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2,720E-07	Plastic modulus about 3 axis	9,388E-05
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,225E-05
Shear area in 2 direction	1,000E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0725
Shear area in 3 direction	5,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0137
Torsional constant	1,169E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,0218

Figura 2.32 Propiedades [200x50x5.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		[200 x 50 x 5 + PL 200 x 4	
Properties			
Cross-section (axial) area	2,210E-03	Section modulus about 3 axis	9,898E-05
Moment of Inertia about 3 axis	9,898E-06	Section modulus about 2 axis	6,811E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2,783E-07	Plastic modulus about 3 axis	1,300E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,409E-05
Shear area in 2 direction	1,800E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0669
Shear area in 3 direction	5,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0112
Torsional constant	4,870E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,0145

Figura 2.33 Propiedades [200x50x5 + placa de 200x4.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Section Name		[60 x 60 x 2	
Properties			
Cross-section (axial) area	4,640E-04	Section modulus about 3 axis	8,682E-06
Moment of Inertia about 3 axis	2,605E-07	Section modulus about 2 axis	8,682E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2,605E-07	Plastic modulus about 3 axis	1,010E-05
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,010E-05
Shear area in 2 direction	2,400E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,0237
Shear area in 3 direction	2,400E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0237
Torsional constant	3,902E-07	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Figura 2.34 Propiedades [] 60x60x2.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

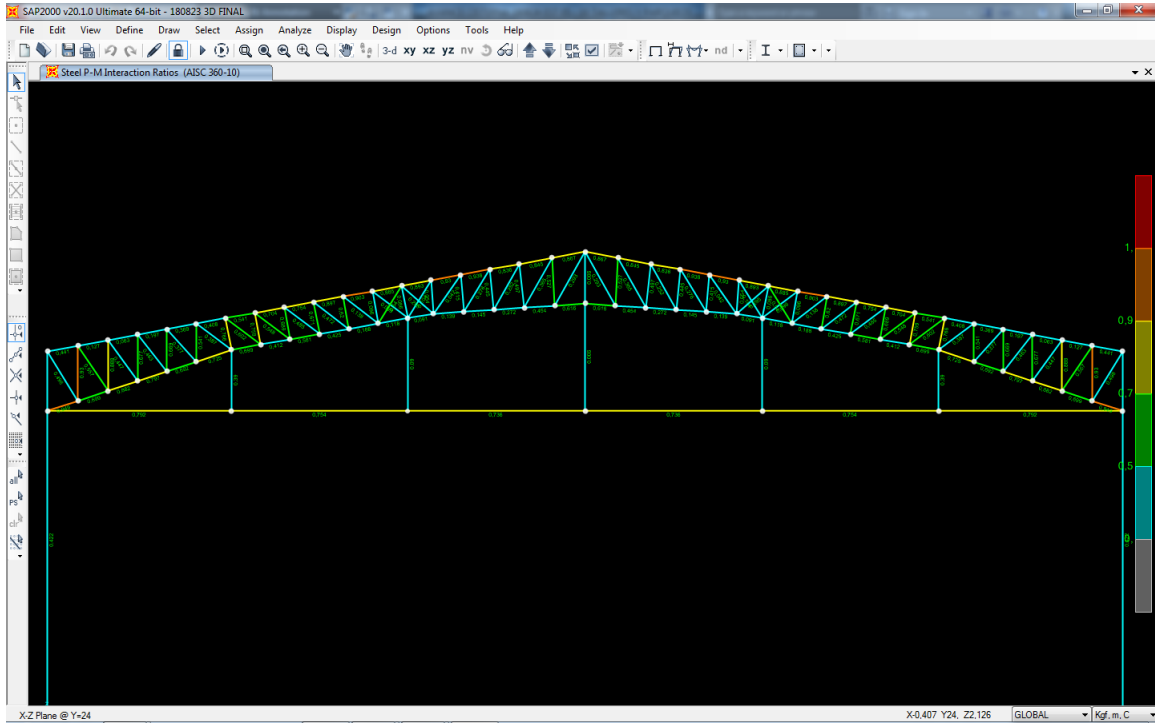


Figura 2.35 Esfuerzos en viga principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

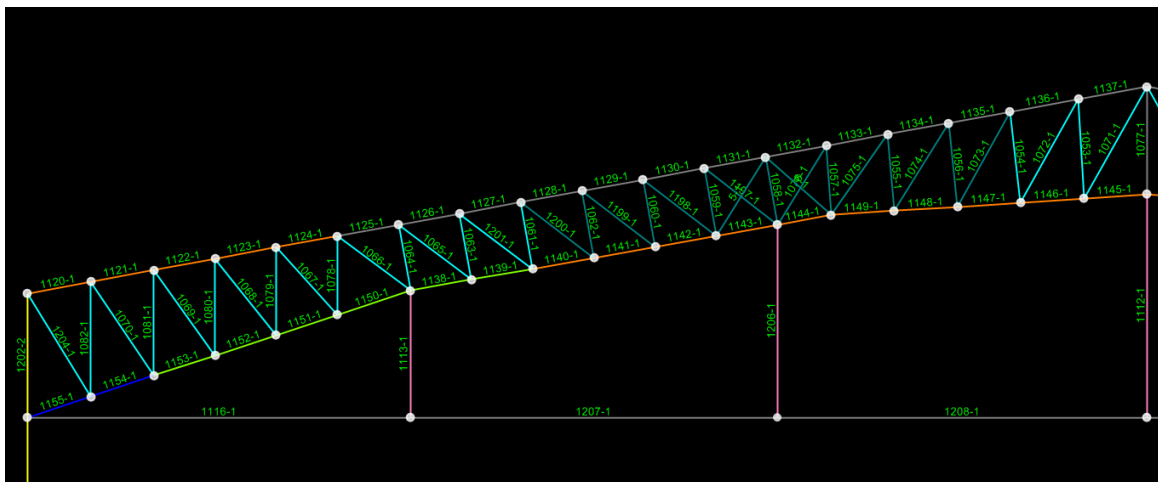


Figura 2.36 Esfuerzos en viga principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.71 Esfuerzos en elementos de viga principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Elemento	Sección	Ratio	Combo	Localización(m)
1053	2 L 40 x 3	0,527	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1054	2 L 40 x 3	0,497	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10315
1055	2 L 30 x 3	0,415	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,92752
1056	2 L 30 x 3	0,445	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1057	2 L 30 x 3	0,054	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1058	2 L 30 x 3	0,086	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,83111
1059	2 L 30 x 3	0,096	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,82732
1060	2 L 30 x 3	0,620	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,82352
1061	2 L 40 x 3	0,689	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1062	2 L 30 x 3	0,671	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,81972
1063	2 L 40 x 3	0,759	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,81212
1064	2 L 40 x 3	0,766	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1065	2 L 40 x 3	0,602	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10262
1066	2 L 40 x 3	0,387	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,09989
1067	2 L 40 x 3	0,377	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,09899
1068	2 L 40 x 3	0,463	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1069	2 L 40 x 3	0,447	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1070	2 L 40 x 3	0,557	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1071	2 L 40 x 3	0,293	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,55075
1072	2 L 40 x 3	0,365	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1073	2 L 30 x 3	0,252	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,30959
1074	2 L 30 x 3	0,276	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1075	2 L 30 x 3	0,042	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,59474
1076	2 L 30 x 3	0,104	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,56115
1077	200 x 50 x 4	0,006	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1078	2 L 40 x 3	0,541	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1079	2 L 40 x 3	0,669	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,05968
1080	2 L 40 x 3	0,677	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,16798
1081	2 L 40 x 3	0,888	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1082	2 L 40 x 3	0,930	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1083	2 L 40 x 3	0,527	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1084	2 L 40 x 3	0,497	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10315
1085	2 L 30 x 3	0,415	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,92752
1086	2 L 30 x 3	0,445	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0

1087	2 L 30 x 3	0,054	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1088	2 L 30 x 3	0,086	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,83111
1089	2 L 30 x 3	0,096	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,82732
1090	2 L 30 x 3	0,620	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,82352
1091	2 L 40 x 3	0,689	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1092	2 L 30 x 3	0,671	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,81972
1093	2 L 40 x 3	0,759	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,81212
1094	2 L 40 x 3	0,766	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1095	2 L 40 x 3	0,602	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10262
1096	2 L 40 x 3	0,387	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,09989
1097	2 L 40 x 3	0,377	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,09899
1098	2 L 40 x 3	0,463	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1099	2 L 40 x 3	0,447	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1100	2 L 40 x 3	0,557	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1101	2 L 40 x 3	0,293	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,55075
1102	2 L 40 x 3	0,365	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1103	2 L 30 x 3	0,252	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,30959
1104	2 L 30 x 3	0,276	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1105	2 L 30 x 3	0,042	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,59474
1106	2 L 30 x 3	0,104	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,56115
1107	2 L 40 x 3	0,541	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1108	2 L 40 x 3	0,669	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,05968
1109	2 L 40 x 3	0,677	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,16798
1110	2 L 40 x 3	0,888	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1111	2 L 40 x 3	0,930	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1112	□ 60 x 60 x 2	0,006	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1113	□ 60 x 60 x 2	0,390	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,53285
1114	□ 60 x 60 x 2	0,090	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	2,32982
1115	□ 60 x 60 x 2	0,390	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,53285
1116	□ 100 x 100 x 3	0,792	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1117	□ 100 x 100 x 3	0,736	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	4,4547
1118	□ 100 x 100 x 3	0,754	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1119	□ 100 x 100 x 3	0,792	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	4,61649
1120	[200 x 50 x 3	0,441	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1121	[200 x 50 x 3	0,127	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77469
1122	[200 x 50 x 3	0,063	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1123	[200 x 50 x 3	0,197	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0

1124	[200 x 50 x 3	0,369	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1125	[200 x 50 x 4	0,408	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1126	[200 x 50 x 4	0,541	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1127	[200 x 50 x 4	0,704	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75008
1128	[200 x 50 x 4	0,754	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74998
1129	[200 x 50 x 4	0,897	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75002
1130	[200 x 50 x 4	0,903	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,375
1131	[200 x 50 x 4	0,885	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1132	[200 x 50 x 4	0,893	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,375
1133	[200 x 50 x 4	0,930	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1134	[200 x 50 x 4	0,938	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1135	[200 x 50 x 4	0,836	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1136	[200 x 50 x 4	0,845	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1137	[200 x 50 x 4	0,867	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,84007
1138	[200 x 50 x 5	0,699	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1139	[200 x 50 x 5	0,412	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75007
1140	[200 x 50 x 3	0,581	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1141	[200 x 50 x 3	0,425	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75001
1142	[200 x 50 x 3	0,188	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74999
1143	[200 x 50 x 3	0,118	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74999
1144	[200 x 50 x 3	0,091	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,65653
1145	[200 x 50 x 3	0,616	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1146	[200 x 50 x 3	0,454	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1147	[200 x 50 x 3	0,272	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1148	[200 x 50 x 3	0,145	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1149	[200 x 50 x 3	0,139	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1150	[200 x 50 x 5	0,725	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1151	[200 x 50 x 5	0,692	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1152	[200 x 50 x 5	0,797	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1153	[200 x 50 x 5	0,882	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1154	[200 x 50 x 5 + PL 200 x 4	0,699	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,80264
1155	[200 x 50 x 5 + PL 200 x 4	0,949	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,80264
1156	[200 x 50 x 3	0,441	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1157	[200 x 50 x 3	0,127	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77469
1158	[200 x 50 x 3	0,063	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1159	[200 x 50 x 3	0,197	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1160	[200 x 50 x 3	0,369	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0

1161	[200 x 50 x 4	0,408	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1162	[200 x 50 x 4	0,541	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1163	[200 x 50 x 4	0,704	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75008
1164	[200 x 50 x 4	0,754	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74998
1165	[200 x 50 x 4	0,897	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75002
1166	[200 x 50 x 4	0,903	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,375
1167	[200 x 50 x 4	0,885	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1168	[200 x 50 x 4	0,893	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,375
1169	[200 x 50 x 4	0,930	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1170	[200 x 50 x 4	0,938	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1171	[200 x 50 x 4	0,836	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1172	[200 x 50 x 4	0,845	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1173	[200 x 50 x 4	0,867	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,84007
1174	[200 x 50 x 5	0,699	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1175	[200 x 50 x 5	0,412	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75007
1176	[200 x 50 x 3	0,581	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1177	[200 x 50 x 3	0,425	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75001
1178	[200 x 50 x 3	0,188	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74999
1179	[200 x 50 x 3	0,118	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,74999
1180	[200 x 50 x 3	0,091	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,65653
1181	[200 x 50 x 3	0,616	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1182	[200 x 50 x 3	0,454	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1183	[200 x 50 x 3	0,272	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1184	[200 x 50 x 3	0,145	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1185	[200 x 50 x 3	0,139	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,7634
1186	[200 x 50 x 5	0,725	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1187	[200 x 50 x 5	0,692	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1188	[200 x 50 x 5	0,797	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1189	[200 x 50 x 5	0,882	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,77705
1190	[200 x 50 x 5 + PL 200 x 4	0,699	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,80264
1191	[200 x 50 x 5 + PL 200 x 4	0,949	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,80264
1192	2 L 40 x 3	0,548	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10551
1193	2 L 30 x 3	0,099	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1194	2 L 30 x 3	0,138	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,11385
1195	2 L 30 x 3	0,472	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,11106
1196	2 L 30 x 3	0,485	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1197	2 L 30 x 3	0,099	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0

1198	2 L 30 x 3	0,138	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,11385
1199	2 L 30 x 3	0,472	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,11106
1200	2 L 30 x 3	0,485	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1201	2 L 40 x 3	0,548	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,10551
1204	2 L 40 x 3	0,498	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1205	2 L 40 x 3	0,498	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1206	□ 60 x 60 x 2	0,090	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	2,32982
1207	□ 100 x 100 x 3	0,754	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	4,4288
1208	□ 100 x 100 x 3	0,736	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
5	2 L 30 x 3	0,540	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
6	2 L 30 x 3	0,295	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,05914
7	2 L 30 x 3	0,295	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
180	2 L 30 x 3	0,540	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,11948

2.8.2.3 Viga de amarre

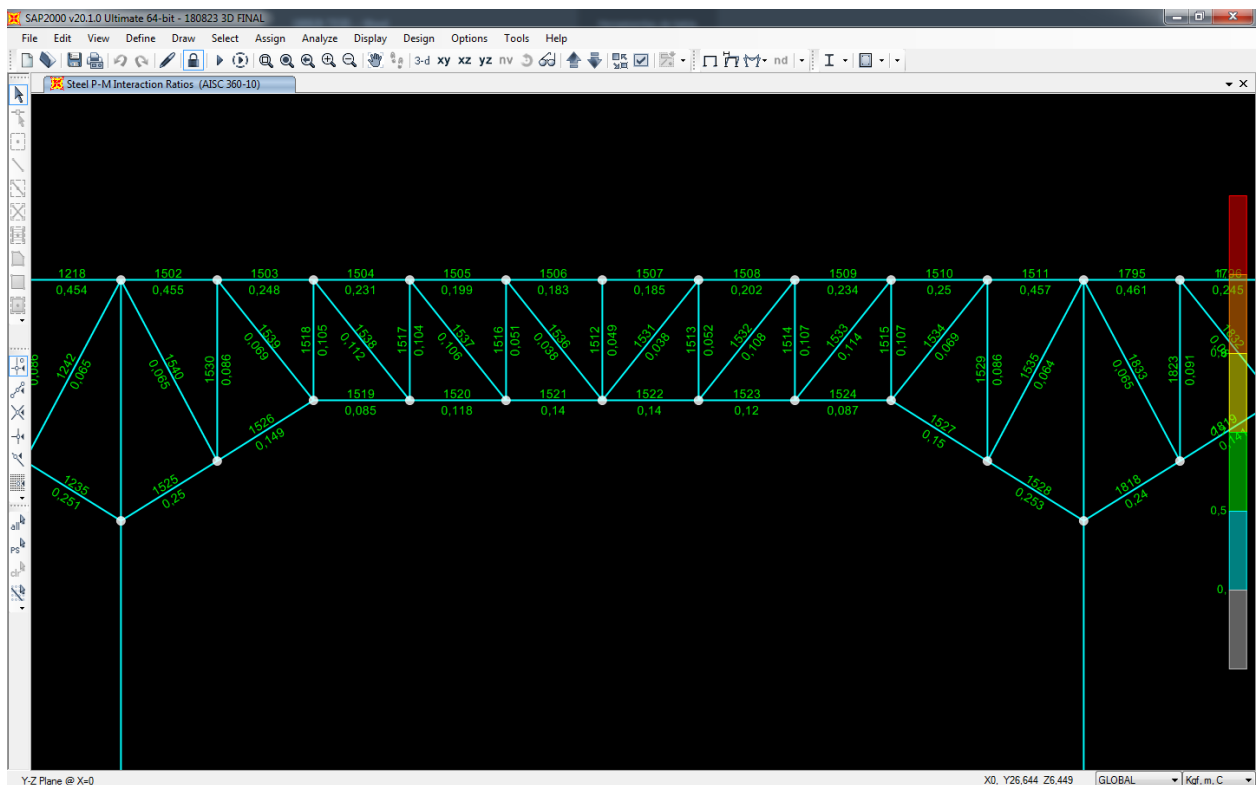


Figura 2.37 Numeración de elementos en viga de amarre.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.72 Esfuerzos en elementos de viga de amarre.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Elemento	Sección	Ratio	Combo	Localización (m)
1502	[100 x 50 x 3	0,455105	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1503	[100 x 50 x 3	0,248003	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1504	[100 x 50 x 3	0,230643	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1505	[100 x 50 x 3	0,199436	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1506	[100 x 50 x 3	0,183414	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1507	[100 x 50 x 3	0,184564	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1508	[100 x 50 x 3	0,202352	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1509	[100 x 50 x 3	0,233664	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1510	[100 x 50 x 3	0,249513	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1511	[100 x 50 x 3	0,456733	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1512	2 L 30 x3 --100	0,049419	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1513	2 L 30 x3 --100	0,052248	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1514	2 L 30 x3 --100	0,106769	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1515	2 L 30 x3 --100	0,107028	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1516	2 L 30 x3 --100	0,050638	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1517	2 L 30 x3 --100	0,104411	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1518	2 L 30 x3 --100	0,105119	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,75
1519	[100 x 50 x 3	0,085327	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1520	[100 x 50 x 3	0,11844	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1521	[100 x 50 x 3	0,139611	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,6
1522	[100 x 50 x 3	0,139827	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1523	[100 x 50 x 3	0,12002	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1524	[100 x 50 x 3	0,087413	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1525	[100 x 50 x 3	0,249961	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1526	[100 x 50 x 3	0,148586	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1527	[100 x 50 x 3	0,150455	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,70755
1528	[100 x 50 x 3	0,252851	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,70755
1529	2 L 30 x3 --100	0,085647	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,125
1530	2 L 30 x3 --100	0,086338	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,125

1531	2 L 30 x3 --100	0,038248	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1532	2 L 30 x3 --100	0,108134	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,96047
1533	2 L 30 x3 --100	0,113814	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1534	2 L 30 x3 --100	0,069305	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1535	2 L 30 x3 --100	0,06443	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,275
1536	2 L 30 x3 --100	0,037812	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1537	2 L 30 x3 --100	0,106429	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0,96047
1538	2 L 30 x3 --100	0,111934	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1539	2 L 30 x3 --100	0,068614	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	0
1540	2 L 30 x3 --100	0,064856	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	1,275

2.8.2.4 Diseño de columna.

Tabla 2.73 Propiedades del material de la columna.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Materiales		
Tipo de acero	ASTM A36	
Fy	36	ksi
	2.530	kg/cm ²
Relleno de concreto	NO	
Fym	2.530	kg/cm ²
Es	2.037.948	kg/cm ²
Esm	2.037.948	kg/cm ²
f'c	240,00	kg/cm ²
Ec	233.928,2	kg/cm ²

Tabla 2.74 Dimensiones de la columna principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Dimensiones de la columna		
b	30	cm
h	40	cm
e patin	1	cm
e alma	1	cm
K	1	su
H	9,50	m

Tabla 2.75 Propiedades geométricas de columna.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Propiedades de la columna		
As	136,00	cm2
Ix	31.965,33	cm4
Iy	20.485,33	cm4
Sx	1.598,27	cm3
Sy	1.365,69	cm3
rx	15,33	cm3
ry	12,27	cm3
Zx	1.892,0	cm3
Zy	1.552,0	cm3

Las demandas son obtenidas del modelo matemático y a su vez analizadas como se muestra en la siguiente imagen.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2 D + 1.0 EX + 1.0 L)						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0,000	-12081,041	17090,749	-40,889	4067,324	-8,815	-2,842

Figura 2.38 Análisis de carga axial y momentos.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Tabla 2.76 Resultado del análisis de la sección de columna.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Sección	Ratio	Combo	Localización (m)
□ 400 x 300 x 10	0,422094	1.2 D - 1.0 EX + 1.0 L	0

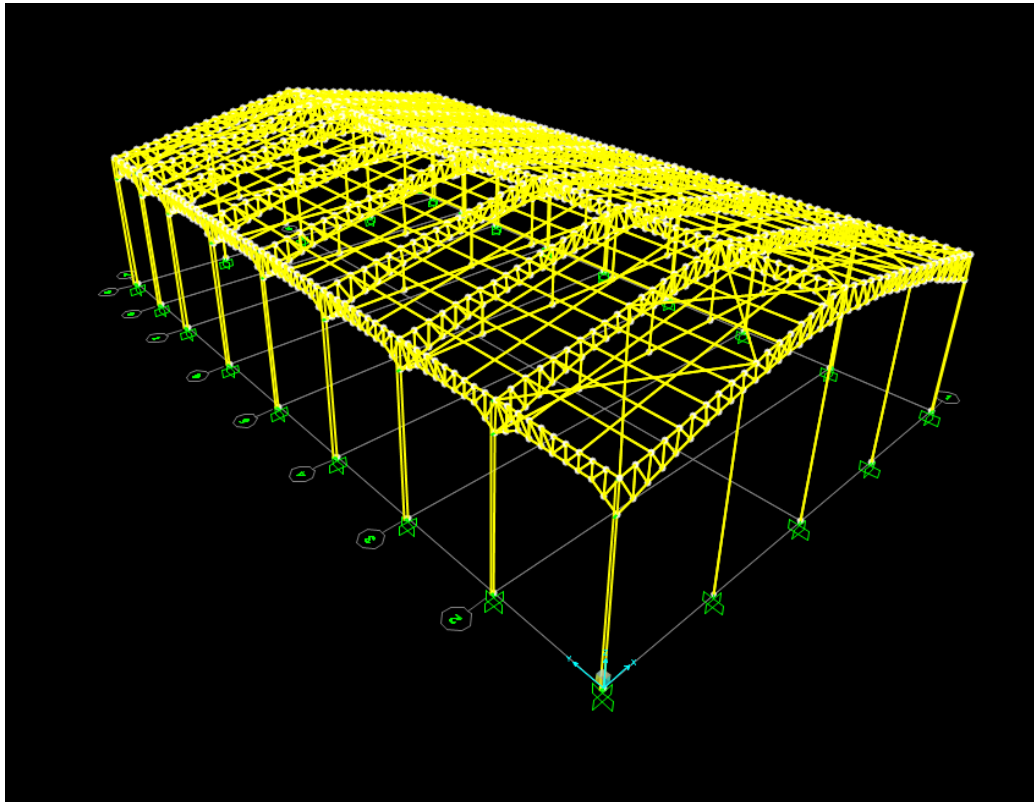


Figura 2.39 Vista tridimensional del modelo matemático de Nave Industrial.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

2.8.2.5 Diseño de placa base

Tabla 2.77 demandas en base de columnas

Fuente: Rafael N-José I, 2018

TABLE: Joint Reactions							
Joint	Combinación	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
215	1,4 D	1765,05	16,04	9188,88	-73,37	7685,31	-28,97
215	SERVICIO	2112,25	18,92	10294,09	-86,61	9054,55	-34,58
215	1,2 D + 1,6 L	2875,3	25,69	13845,15	-117,62	12291,48	-47,05
215	1.2 D + 1.6 L + 0.5 W	3040,93	27,14	14570,84	-124,27	12984,96	-49,75
215	1,2 D + 1 W + 1 L	2695,67	24,12	13058,16	-110,4	11539,41	-44,12
215	0.9 D + 1 W	1465,94	13,22	7358,51	-60,47	6327,51	-24,03
215	1.2 D + 1.0 EX + 1.0 L	639,63	3,43	10963,63	-9,15	720,4	-2,27
215	1.2 D - 1.0 EX + 1.0 L	4089,17	38,99	12249,95	-185,04	19584,5	-75,17
215	1.2 D + 1.0 EY + 1.0 L	2408,55	-1516,27	11768,64	7008,63	10342,17	-552,21

215	1.2 D - 1.0 EY + 1.0L	2320,24	1558,7	11444,94	-7202,82	9962,73	474,78
215	0.9 D + EX	-590,1	-7,47	5263,98	40,78	-4491,49	17,83
215	0.9 D - EX	2859,45	28,09	6550,3	-135,11	14372,6	-55,07
215	0.9 D + EY	1178,83	-1527,18	6068,98	7058,56	5130,27	-532,12
215	0.9 D - EY	1090,52	1547,8	5745,29	-7152,89	4750,83	494,87

Tabla 2.78 diseño de placa base

Fuente: Rafael N-José I, 2018

Diseño de placa					
Pu	1400	kg	B	50	cm
Pui	14571	kg	H	60	cm
Pu	14571	kg	Ap	3000	cm ²
Mb	43713	kg-cm	q1b	83,3	OK
Mb	1960000	kg-cm	q1h	70,2	OK
Mb	1960000	kg-cm	fc	167,2	kg/cm ²
Mh	58284	kg-cm			
Mh	1960000	kg-cm			
Mh	1960000	kg-cm			
fc	240	kg-cm			
xp	10	cm			
xh	10	cm			
A	36	cm			
Sentido b			Sentido h		
q1	83,3	kg/cm ²	q1	70,2	kg/cm ²
q2	-73,5	kg/cm ²	q2	-60,5	kg/cm ²
m	11,5	cm	n	12,0	cm
q3	47,2	kg/cm ²	q3	44,1	kg/cm ²
Mf	282628	kg-cm	Mf	221325	kg-cm
Atiez	2	u	Aiez	2	u
M	7493	kg-cm	Mf	11230	kg-cm
e	13	mm	e	18	mm

Tabla 2.79 espesor requerido

Fuente: Rafael N-José I, 2018

PLACA FINAL		
B	500	mm
H	600	mm
e	18	mm
peso	38	kg
e atiez	6,66667	mm

2.8.2.6 Diseño de zapata aislada

Utilizando las descargas obtenidas de la tabla 2.79 y las ecuaciones 1.63, 1.64, 1.65 se obtuvieron las siguientes dimensiones para las zapatas de la nave industrial.

Tabla 2.82 dimensiones de zapata. Fuente: Rafael N-José I, 2018

Zapata aislada 1			AsL	AsB
B	2.40	m	15ø14	
L	2.60	m		16 ø14
H	50	cm		
Zapata aislada 2			AsL	AsB
B	1.90	m	11 ø14	
L	1.90	m		11 ø14
H	40	cm		

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Se presentan los resultados en cuanto al análisis y diseño del proyecto, con sus respectivas memoria técnica, planos, presupuesto y demás resultados como sigue

3.1 Edificio de oficinas

Según los resultados del análisis estructural se proyectó una estructura con un primer piso como se muestra en la figura #, en la cual inicialmente como primera fase se contempla la construcción solo planta baja, en se optimizaron los miembros propuestos, manteniendo el criterio de economía y seguridad.

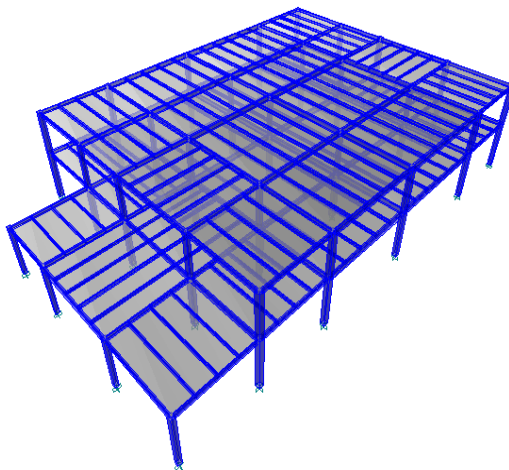


Figura 3.1 modelo final de oficinas

Fuente: Rafael N-José I

Los perfiles se obtuvieron mediante el procedimiento normativo, las vigas se resumen en el cuadro #, debido al chequeo de deflexión las vigas en los ejes largos de 6, 7 y 8 metros de luz cuentan con un peralte que obedece la relación $L/20$ a pesar de haber cumplido por sobre lo establecido su resistencia por capacidad, las vigas con luces menores a 5 metros trabajan completamente optimizadas con una relación demanda capacidad (D/C) que bordea el 1, esto quiere decir que se aprovecha la bondad del material y este alcanza su fluencia, los nervios no fueron diseñados con la normativa sismo resistente pues su uso fundamental es dar soporte a la estructura de losa, y distribuir las cargas a las vigas

transmisoras, los nervios no requieren ser sísmicamente compactos y generar alta ductilidad, por lo que su relación ancho espesor basta con ser compactos.

Tabla 3.1 Detalle de vigas resultados del análisis

V hXbfXtfXtw
V 250X110X8X6
V 250X120X8X8
V 300X150X10X10
V 350X150X10X10
V 350X160X11X11
V 400X150X12X10

Los nervios se conectan a la losa mediante conectores de cortes continuos como se detalla en la figura # esto hace que su longitud libre no arriostrada se mantenga en la zona 1 aplicando la ecuación 1.49 para su sección y su detalle de conexión a corte se detalla en el plano EXO-EST-05 en los anexos de este estudio.

La tabla # muestra el resumen de las columnas, estas se chequearon por compresión, controlando los problemas por esbeltez de manera conservadora tomamos $K=1$ para los miembros sometidos a compresión, las columnas cuentan con una zona protegida en el nudo donde entran las vías principales y la base de la misma, el chequeo de columna fuerte viga débil compromete la mayor resistencia del elemento columna comprobando que los esfuerzos que le llegan por parte de la viga no generan que estas entren en fluencia manteniendo los miembros compactos, las columnas se detallan en el plano EXO-EST-04 mostrado en los anexos de este estudio.

Tabla 3.2 Detalle de columnas resultado del análisis

Columna
C 250X250X10
C 300X300X12

Los detalles de soldadura de los elementos se muestran en los planos EXO-EST-03-04-05 cuentan con detalles de conexiones establecidas en la sección 1.4.20, los detalles de soldadura cuentan con especificaciones de soldadura precalificada, para uniones sismo resistente en vigas transmisoras se suelda el alma de la viga con una soldadura de penetración parcial, mientras que los patines se sueldan con ranura de penetración completa con placa de respaldo y una vez soldado el miembro se procede a retirar la placa, las vigas principales cargadoras se sueldan de igual forma en su unión y además soldadura de penetración completa longitudinal en una zona protegida de 12 d (peralte de la viga) y soldadura de filete a lo largo, los nervios se sueldan con una conexión viga columnas de soldadura al alma con soldadura de filete para simular la condición simple apoyo.

La cimentación basto con zapatas aisladas inicialmente, producto de la primera etapa de análisis como planta baja sucedió que existía un gran momento debido a la fuerza sísmica y análisis espectral y cargas para la primera etapa bajas, lo que producía excentricidades altas, esto afectaba que las zapatas aisladas se “levanten” reduciendo su ancho efectivo, se resolvió este problema con la siguiente configuración, zapatas internas de la edificación como plintos aislados unidos por riostras y zapatas perimetrales combinadas con zapatas aisladas y vigas de cimientos, esto se detalla en el plano EXO-EST-01 en los anexos de este estudio.

3.2 Nave industrial

La nave industrial tiene 27 metros de luz libre lo que da un espacio suficiente para la colocación de dos filas de cámaras de maduración y dejar 5 metros entre ellas para la circulación del montacarga, aparte se tiene un metro libre desde las paredes hasta el inicio de las cámaras, un pedido especial por parte de los trabajadores para facilitarles el mantenimiento y constante revisión de las cámaras de maduración. Ver figura 3.01

Adicional a lo anterior se dejó 2 metros libres desde el tensor hasta la parte más alta de las cámaras de igual forma por pedido de los trabajadores. Ver figura 3.01

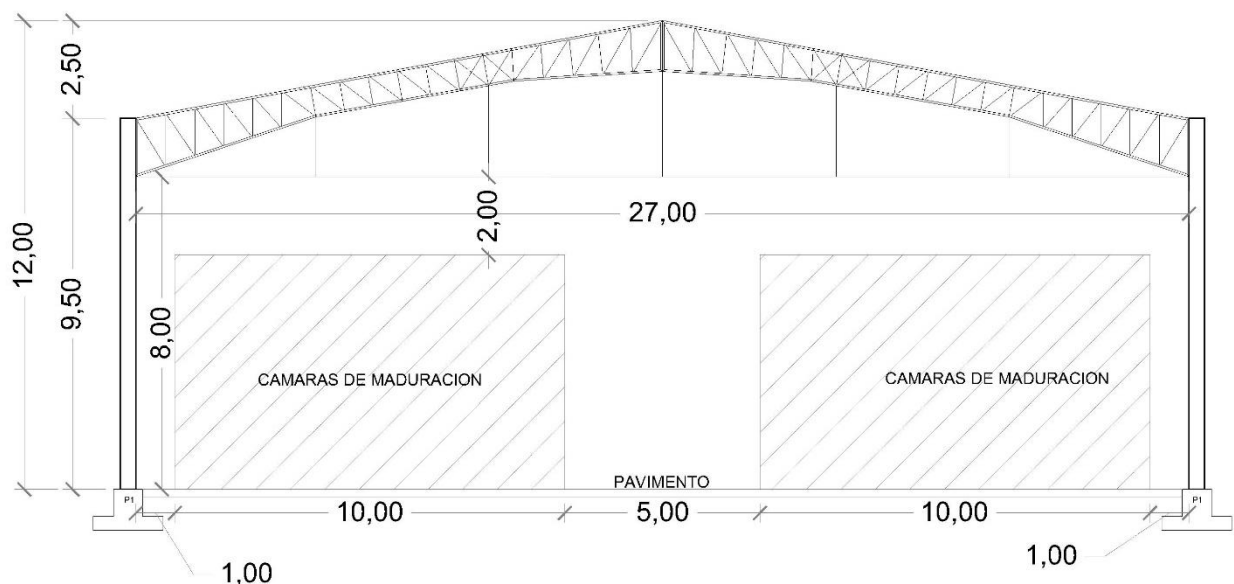


Figura 3.2 Pórtico tipo de nave industrial

Fuente: Rafael N-José I, 2018

En la dirección longitudinal la Nave tiene 45 metros con 6 pórticos distanciados 6 metros y dos pórticos separados 4.3 metros, la altura final de la nave es de 12 metros y tiene una cubierta a dos aguas con una pendiente de 10°.

Los elementos usados para la formación de la viga de 27 metros de luz fueron canales de espesores desde 3 a 5 milímetros y ángulos de espesor de 3 y 4 milímetros, cumpliendo los parámetros de resistencia y pensado en la economía a la vez.

Las columnas se realizaron en sección cajón par poder dar mas espacio a los costados de las cámaras, esto genera un poco mas de costo que utilizar columnas cercha como es común en estas estructuras.

La cimentación utilizada fue superficial, zapatas aisladas con riostras de amarre considerando los parámetros de suelos indicados en el informe generado a partir del estudio de suelo que la empresa facilitó.

Como soporte para las cámaras y carpeta de rodadura del montacarga se proyecto un pavimento rígido de 20 centímetros de espesor con una malla electrosoldada.

El porcentaje de fuerza sísmica fue 0.288 un valor que estaba dentro de lo esperado para una estructura metálica de este tipo.

En las correas se utilizo colgadores para ayudar a la estabilidad lateral del elemento y que sirvan como apoyo en el eje débil, con el fin de dividir el momento en fracciones pequeñas para no usar elementos muy pesados como correas finalmente las correas seleccionadas cumplen con la ecuación de flexión biaxial.

Analizando mas a profundidad la viga tipo cercha podemos verificar el cumplimiento de parámetros no solo de resistencia, sino también de funcionalidad como lo es la deflexión máxima.

Tabla 3.3 Deflexión de viga principal.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

DEFLEXIÓN			
CARGA	Z (m)	Limt.(m)	CONTROL

SERVICIO	-0,052	0,113	OK
VIVA	-0,021	0,075	OK
MUERTA	-0,031	0,150	OK

También se comprobó la deriva o diferencia de desplazamiento en las columnas desde la base hasta la parte superior.

Tabla 3.4 Derivas en X.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

DERIVAS			
CARGA	Driv	Limt.	CONTROL
Ex	0,011	0,020	OK

Tabla 3.5 Derivas en -y.

Fuente: Rafael N-José I, 2018

DERIVAS			
CARGA	Driv	Limt.	CONTROL
Ey	0,008	0,020	OK

Se utilizo aproximadamente 40 toneladas de acero para el proyecto o la estructura de Nave Industrial dejando un valor aproximado de 39kg/m² de material para construcción.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES

Finalmente se realizó el análisis y diseño de un edificio de dos niveles de estructura metálica con secciones I para las vigas y cajón para las columnas las losas fueron diseñadas con placa colaborante y la cimentación plintos aislado y plintos conectados o combinados con viga de cimentación, la Nave Industrial con una luz libre de 27m y 45m en la otra dirección se analizó y diseño con columnas sección cajón y vigas cerchas formadas por canales y doble ángulo, la cimentación fue zapatas aisladas con riostras de amarre. Con estas estructuras se cubre por completo las necesidades de ampliación que requiere la empresa albergando sus oficinas y brindando un espacio adecuado y cómodo para la nueva línea de producción.

Utilizando los softwares SAP2000 y ETABS16 se realizó un análisis estructural que luego fue comprobado y contrastado con hojas de cálculo basada en la normativa NEC-2015 elaboradas por los autores, finalmente se comprobó que los análisis fueron realizados en base a las solicitudes de la NEC-2015.

El modelo 3D del edificio de oficinas fue realizado en ETABS16 con método estático y dinámico según lo establecido en la normativa del país y se comprobó que el diseño final cumple con todos los requisitos de una estructura sismo resistente.

El modelo 3D de la Nave Industrial fue realizado en SAP2000 utilizando criterios propuesto por la norma ecuatoriana considerando cargas de viento cargas sísmicas entre otros. Se chequeo la estabilidad global y local que la estructura llegando a cumplir con todos los requerimientos de seguridad y funcionalidad establecidos en la norma ecuatoriana y sus normas internacionales complementarias.

Se calculo una subestructura compuesta de plintos conectados con vigas de cimentación y plintos aislados para el edificio y plintos aislados conectados con riostras para la nave industrial.

Finalmente se realizó la diagramación de planos estructurales con sus respectivos detalles constructivos y especificaciones técnicas para el armado y montaje de las estructuras, además se realizó el análisis de precios unitarios para la estructura metálica y un presupuesto global de todo el proyecto que se detalla en los anexos.

Se diseño un pavimento capaz de soportar 12 cámaras según las especificaciones técnicas proporcionadas por el cliente, con una resistencia $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$

Se analizo y presento una oferta del costo del proyecto, con un detalle del consto del montaje de las estructuras y un costo total del proyecto.

Recomendaciones

Para un proyecto de obra civil que involucre diferentes tipos de estructuras con diferentes ocupaciones es recomendable tener contacto muy seguido con el beneficiario para poder llenar todas las expectativas del proyecto ya sea funcionalidad, seguridad, comodidad entre otros.

Un predimensionamiento de los elementos estructurales es muy importante ya que ayuda a ganar tiempo en el análisis y diseño definitivo.

Si las normas regulatorias tienen algún vacío o no son claras en alguna parte es muy útil consultar normativas de otros países que se enfoquen en el tema en cuestión, pero siempre teniendo en cuenta las diferencias que se pueden generar debido a materiales o productos que no son propios de la zona.

Utilizar un software que se domine de manera fluida para poder tener resultados confiables, es también recomendable utilizar hojas de cálculo elaboradas por los diseñadores para realizar comparaciones entre los resultados.

En la etapa de coordinación dar diferentes propuestas a los beneficiarios para que tengan una mayor numero de opciones al momento de definir el plan maestro del proyecto.

Corregir irregularidades en planta y elevación dentro de lo posible, para evitar efectos como por ejemplo torsión que generan inestabilidad en la estructura y eso eleva los costos del diseño.

Consultar proveedores, profesionales y personas que tengan experiencia en el área para poder obtener información sobre los materiales disponibles en el mercado y precios actualizados.

Utilizar elementos adicionales no estructurales, como por ejemplo contraventaciones en la cubierta de la Nave Industrial, esto ayuda mucho a la estabilidad general de la estructura de igual forma en el edificio de oficina utilizar rigidizadores en vigas y columnas para evitar pandeo local.

En la etapa de construcción contratar soldadores certificados ya que gran parte de la estructura es soldada y la responsabilidad de los soldadores es fundamental para poder llevar a cabo los diseños.

Contratar personal para la gestión de la construcción con experiencia y amplio conocimiento del tema y de la necesidad de la empresa ya que esto asegurara que se cumplan lo propuesto en los diseños.

BIBLIOGRAFÍA

5. BIBLIOGRAFÍA

(s.f.).

ACI 314RS-16, A. (2016). *Guía para el diseño simplificado de edificaciones en concreto reforzado*. USA: Comite ACI.

Jack C. McCormac, J. K. (2002). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO METODO LRFD*.

McCormac. (2012). *ESTRUCTURAS DE ACERO METODO LRFD*. MEXICO: Alfaomega.

McCormac, J. C. (2011). *STRUCTURAL STEEL DESIGN 5ta ed*. New Jersey: Library of Cataloging-in-Publication Data.

Meli, R. (2013). *DISEÑO ESTRUCTURAL*. Mexico: LUMISA.

NEC-SE-AC. (2015). *Estructuras de acero*. Ecuador: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

Peñalver, S. V. (2018). *Centro de Capacitación e Investigación Profesional*.

ANEXO A

ANEXO B

ANEXO C